



TUGAS AKHIR RC14-1501

PERENCANAAN EMBUNG GUWOREJO DI DESA TAROKAN KABUPATEN KEDIRI

AVISHA GITA PRAFITASIWI
NRP. 3111 100 033

Dosen Pembimbing :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, Msc
Ir. Abdullah Hidayat SA, MT

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT RC14-1501

DESIGN OF GUWOREJO RESERVOIR AT TAROKAN VILLAGE KEDIRI REGENCY

AVISHA GITA PRAFITASIWI
NRP. 3111 100 033

Supervisor :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, Msc
Ir. Abdullah Hidayat SA, MT

Civil Engineering Deparment
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015

LEMBAR PENGESAHAN
PERENCANAAN EMBUNG GUWOREJO
DI DESA TAROKAN KABUPATEN KEDIRI

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
AVISHA GITA PRAFITASIWI
NRP. 3111 100 033

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

Pembimbing I:

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc

NIP. 196109271987011001

Pembimbing II:

Ir. Abdullah Hidayat SA, MT

NIP. 195111231980031001

SURABAYA
JUNI 2015

PERENCANAAN EMBUNG GUWOREJO DI DESA TAROKAN KABUPATEN KEDIRI

Nama : Avisha Gita Prafitasiwi
NRP : 3111100033
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : - Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc
- Ir. Abdullah Hidayat SA, MT

Abstrak

Embung Guworejo terletak di Sungai Guworejo, Desa Tarokan, Kecamatan Tarokan, Kabupaten Kediri. Desa Tarokan terletak pada daerah yang sedikit air bersih, terlebih pada saat musim kemarau. Dengan memanfaatkan kondisi topografi, pembangunan Embung ini diharapkan mampu menyediakan air baku untuk penduduk Desa Tarokan.

Langkah pertama dalam perencanaan Embung Guworejo ini adalah melakukan pengumpulan data-data. Data-data tersebut adalah data hidrologi, data klimatologi, data topografi, data jumlah penduduk dan data geologi. Langkah kedua adalah melakukan penentuan distribusi hujan berdasarkan data hujan. Hasil ini dapat digunakan untuk perhitungan debit rencana. Hasil perhitungan debit rencana dapat dilakukan untuk melakukan penelusuran banjir menggunakan metode tahap demi tahap (step by step). Langkah ketiga adalah menghitung kebutuhan air berdasarkan data jumlah penduduk. Berdasarkan hasil perhitungan kebutuhan air dan data topografi dapat digunakan untuk menentukan kapasitas tampungan embung. Langkah keempat adalah perencanaan hidrolika spillway dan perencanaan tubuh bendungan. Langkah terakhir adalah melakukan kontrol stabilitas terhadap desain spillway dan tubuh bendungan.

Berdasarkan hasil perhitungan, dapat disimpulkan bahwa memperoleh hasil curah hujan rencana periode ulang 25 tahun sebesar 137,66 mm, debit rencana periode ulang 25 tahun sebesar 47,393 m³/detik, proyeksi jumlah penduduk pada tahun

2038 sebanyak 14819 jiwa, kebutuhan air total 1778,28 m³/hari. Mercu bangunan pelimpah (spillway) menggunakan mercu Ogee dengan elevasi mercu pada elevasi +138,90 dan elevasi muka air banjir pada elevasi +138,95. Tubuh bendungan menggunakan urugan tanah dengan kemiringan hulu dan hilir tubuh bendungan sebesar 1 : 2, elevasi puncak berada pada elevasi +141,95, dasar bendungan berada pada elevasi + 128,00 dan tinggi jagaan pada tubuh bendungan sebesar 2 meter. Tubuh bendungan dan spillway dinyatakan aman terhadap gaya-gaya yang terjadi setelah dikontrol dengan perhitungan stabilitas.

Kata kunci : embung, spillway, tubuh bendungan, air baku

DESIGN OF GUWOREJO RESERVOIR IN TAROKAN VILLAGE KEDIRI REGENCY

Name : Avisha Gita Prafitasiwi
NRP : 3111100033
Department : Civil Engineering, Faculty of Civil
Engineering and Planning – ITS
Promotor : - Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc
- Ir. Abdullah Hidayat SA, MT

Abstract

Guworejo Reservoir is located in Guworejo River, Tarokan Village, Tarokan District, Kediri Regency. Tarokan is situated in an area with lack of water, especially during the dry season. By empowering the existing topography, the construction of a reservoir will hopefully be able to fulfill the water demand of the Tarokan population.

First step of designing Guworejo Reservoir is collection of data. The data is hydrological data, topographical data, population data and geological data. Second step is determined rainfall distribution based on rainfall data. This can be used to calculation flood design. Flood design calculation result can used to calculation flood rooting using step by step method. Third step is calculation water demand based on population data. Water demand calculation result and topographical data can used to determined reservoir capacity. Fourth step is designing spillway and main dam. And last step is doing stability analysis of spillway and main dam design.

Based on calculations, it can be concluded that the rainfall return period of 25 years plan is 137,66 mm, discharge plans with return period of 25 years is 47,393 m³/sec, the projected population in the year 2038 as many as 14819 people, total water needs as many as 1778,28 m³/day. Spillway is designed by using ogee type with top elevation at +138,90 and flood elevation at +138,95. The main dam uses earth-fill dam type

with a slope of 1:2 for both of downstream and upstream. Top elevation of main dam at +141,95 and base dam at + 128,00. The freeboard of dam is 2 m. The main dam and spillway is declared safe from the forces that occur after being controlled with stability calculations in normal and flooded conditions.

Key words : reservoir, spillway, dam, water demand

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan berkat, rahmat serta karunia-Nya, serta shalawat dan salam kepada Nabi Muhammad SAW atas segala suri tauladan yang diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Embung Guworejo di Desa Tarokan, Kabupaten Kediri”.

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis sangat menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Untuk itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Alm. Bapak Tuwandi, Ibu Hanik Rahmawati, Ayah Amin Mahfudz Muslim, Mbak Reny Lelyana, Mas Yudhistira Rio Hendrawan, Adik Rizky Akbar Ramadhan Putra Hendrawan dan seluruh keluarga besar Daris Matarko untuk dukungan, doa, dan cinta yang tiada henti untuk penulis.
2. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc, dan Bapak Ir. Abdullah Hidayat SA, MT selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak waktu, bimbingan dan saran dengan penuh kesabaran kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
3. Bapak Tri Joko Wahyu Adi, ST, MT, PhD, selaku dosen wali dan seluruh dosen Jurusan Teknik Sipil ITS yang telah memberikan banyak ilmu terhadap penulis.
4. Ninditya Mustika Sari, Citra Putri Kalingga, Galih Wicaksono, teman-teman ”Suku Air 2011”, ”Betina Super Sipil” dan semua sahabat @sipilits2011. *Thanks God, I was met them.*

5. Keluarga besar Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP ITS.
6. Hatnyanawati Surya Sari, Dian Pandu Putri, Ari Leksono Marhaen Widodo, Enggartika Maharani untuk setiap percakapan yang tidak pernah bermutu.
7. Ahmad Yosep Setiaji, Ayu Khoirotul Umaroh, Siska Ita Selvia, Ridhani Dwiki Saputra dan semua sahabat dari SMAN 2 Nganjuk yang telah memberikan dukungan dan doa kepada penulis.
8. Fadhli Al-Kareem, karena namamu bagus.
9. Sahabat-sahabat pendamping dan adik-adik pendaki #1 Muda Anjuk Ladang, untuk banyak kebermanfaatan yang sudah ditularkan kepada penulis.
10. Pihak-pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu yang telah memberikan dukungan dan doa untuk penulis.

Penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan dan kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.

Besar harapan penulis agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Surabaya, Juni 2015

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
<i>TITLE PAGE</i>	ii-iii
LEMBAR PENGESAHAN	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR GAMBAR	xx
DAFTAR GRAFIK	xxii
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Peta Lokasi.....	3
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 5
2.1 Analisa Hidrologi	5
2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	5
2.1.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana	6
2.1.2.1 Metode Distribusi Pearson Tipe III.....	7
2.1.2.2 Metode Distribusi Normal.....	9
2.1.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana	10
2.1.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square).....	10
2.1.4 Perhitungan Hidograf	15
2.1.5 Analisa Kebutuhan Air	17
2.1.5.1 Perhitungan Ketersediaan Air.....	17
2.1.5.2 Perhitungan Proyeksi Penduduk	19
2.1.5.3 Perhitungan Konsumsi Air Baku	20

2.1.6	Perhitungan Evaporasi.....	20
2.1.7	Analisa Volume Embung	21
2.1.7.1	Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	21
2.1.7.2	Perhitungan Kapasitas Mati (<i>Dead Storage</i>)..	22
2.1.7.3	Perhitungan Kapasitas Efektif	24
2.1.8	Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>).....	25
2.2	Analisa Hidrolika.....	27
2.2.1	Perhitungan Hidraulis Pelimpah (<i>Spillway</i>).....	27
2.2.1.1	Perhitungan Mercu <i>Spillway</i> Tipe Ogee	28
2.2.1.2	Perhitungan Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran	30
2.2.1.3	Perhitungan Saluran Transisi.....	30
2.2.1.4	Perhitungan Saluran Peluncur	31
2.2.1.5	Perhitungan Peredam Energi (Kolam Olakan).....	32
2.2.2	Analisa Tubuh Bendungan	36
2.2.2.1	Perhitungan Tinggi Bendungan	36
2.2.2.2	Perhitungan Tinggi Bebas (Free Board) Bendungan	37
2.2.2.3	Perencanaan Lebar Mercu Bendungan	37
2.2.2.4	Perencanaan Formasi Garis Depresi	38
2.2.3	Analisa Stabilitas Pelimpah	39
2.2.3.1	Stabilitas Terhadap Rembesan	39
2.2.3.2	Stabilitas Terhadap Gaya Tekan ke Atas	40
2.2.3.3	Stabilitas Terhadap Guling.....	40
2.2.3.4	Stabilitas Terhadap Geser	40
2.2.3.5	Kontrol Terhadap Retak	41
2.2.4	Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan	41
BAB III METODOLOGI		43
3.1	Studi Literatur	43
3.2	Pengumpulan Data	43
3.3	Penyelesaian Permasalahan.....	44

BAB IV ANALISA HIDROLOGI	49
4.1 Data Curah Hujan.....	49
4.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana	49
4.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana	52
4.3.1 Distribusi Log Normal.....	52
4.3.1.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)	54
4.3.1.2 Uji Smirnov - Kolmogorov.....	57
4.3.2 Distribusi Pearson Tipe III.....	59
4.3.2.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)	61
4.3.2.2 Uji Smirnov - Kolmogorov.....	63
4.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III.....	65
4.3.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)	66
4.3.3.2 Uji Smirnov - Kolmogorov.....	69
4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	71
4.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif	73
4.6 Perhitungan Hidrograf	76
4.7 Perhitungan Debit.....	80
4.8 Analisa Kebutuhan Air	82
4.8.1 Perhitungan Proyeksi Penduduk.....	82
4.8.2 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih	83
4.9 Perhitungan Evaporasi	87
4.10 Analisa Volume Embung.....	88
4.10.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	88
4.10.2 Perhitungan Kapasitas Mati	92
4.10.3 Perhitungan Kapasitas Efektif.....	93
4.11 Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>)	120
 BAB V ANALISA HIDROLIKA.....	 127
5.1 Analisa Hidraulis Spillway	127
5.1.1 Perhitungan Mercu Spillway.....	127
5.1.2 Perhitungan Saluran Pengarah	129
5.1.3 Perhitungan Saluran Pengatur.....	131
5.1.4 Perhitungan Saluran Peluncur	133
5.1.5 Perhitungan Kolam Olak	138

5.1.6 Perhitungan Saluran Tambahan	139
5.1.6.1 Perhitungan Saluran Saat Belokan	139
5.1.6.2 Perhitungan Saluran Saat Lurus	143
5.2 Analisa Stabilitas Spillway	145
5.2.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah.....	145
5.2.1.1 Gaya Tekan <i>Uplift</i>	145
5.2.1.2 Berat Konstruksi.....	147
5.2.1.3 Kontrol Guling	148
5.2.1.4 Kontrol Geser	149
5.2.2 Kondisi Muka Air Banjir	150
5.2.2.1 Gaya Tekan <i>Uplift</i>	150
5.2.2.2 Titik Berat Konstruksi	151
5.2.2.3 Kontrol Guling	152
5.2.2.4 Kontrol Geser.....	153
BAB VI ANALISA TUBUH EMBUNG	155
6.1 Perhitungan Tinggi Embung	155
6.2 Perhitungan Kemiringan Lereng Hilir dan Hulu Embung	155
6.3 Perhitungan Lebar Mercu Embung.....	156
6.4 Perhitungan Formasi Garis Depresi.....	157
6.4.1 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir	158
6.4.2 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Penuh (Setinggi Mercu).....	159
6.4.3 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Setinggi <i>Dead Storage</i>	161
6.5 Perhitungan Stabilitas Tubuh Embung	163
6.5.1 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Kosong.....	164
6.5.2 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Banjir	168
6.5.3 Stabilitas Tubuh Embung Muka Air Penuh (Setinggi Mercu).....	172
6.5.4 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Dead Storage	176
BAB VII KESIMPULAN	181

7.1 Kesimpulan	181
DAFTAR PUSTAKA	183
LAMPIRAN	185

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III	8
Tabel 2.2	Nilai k Distribusi Normal	9
Tabel 2.3	Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Kuadrat	12
Tabel 2.4	Nilai Kritis Do Uji Smirnov-Kolmogorov	13
Tabel 2.5	Wilayah Luas Dibawah Kurva Normal	14
Tabel 2.6	Koefisien Pengaliran	18
Tabel 2.7	Kala Ulang Banjir Rancangan untuk Bangunan Sungai	19
Tabel 2.8	Kebutuhan Air Domestik	20
Tabel 2.9	Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran Sungai	23
Tabel 2.10	Karakteristik Daerah Pengaliran Sungai	23
Tabel 2.11	Harga-harga k dan n	29
Tabel 2.12	Standar Tinggi Ruang Jancolds	37
Tabel 2.13	Angka Rembesan Lane	39
Tabel 2.14	Tabel Nilai sudut B, ϕ dan α	41
Tabel 4.1	Data Curah Hujan di Wilayah Perencanaan	49
Tabel 4.2	Perhitungan Parameter Statistik	50
Tabel 4.3	Hasil Analisa Kecocokan Nilai Parameter Statistik	51
Tabel 4.4	Nilai Logaritmik dari Data Hujan	52
Tabel 4.5	Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Log Normal	53
Tabel 4.6	Nilai Variabel Reduksi Gauss	55
Tabel 4.7	Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal	57
Tabel 4.8	Hasil Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov	59
Tabel 4.9	Perhitungan Nilai Parameter Statistik Distribusi Pearson Tipe III	60
Tabel 4.10	Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III	63
Tabel 4.11	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson III	65

Tabel 4.12	Perhitungan Nilai Parameter Statistik Distribusi Log Pearson Tipe III	66
Tabel 4.13	Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson Tipe III	68
Tabel 4.14	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III	70
Tabel 4.15	Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi.....	71
Tabel 4.16	Perhitungan Hujan Rencana dengan Distribusi Pearson Tipe III	73
Tabel 4.17	Koefisien Pengaliran	75
Tabel 4.18	Koefisien Pengaliran DAS Guworejo	76
Tabel 4.19	Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang....	76
Tabel 4.20	Perhitungan Curah Hujan Efektif Tiap Jam.....	76
Tabel 4.21	Ordinat Hidrograf Waktu Naik [$0 < t < T_p = 0 < t < 1.13 \text{ jam}$]	78
Tabel 4.22	Ordinat Hidrograf Waktu Turun [$T_p < t < (T_p + T_{0.3}) = 1.13 \text{ jam} < t < 1.80 \text{ jam}$]	79
Tabel 4.23	Ordinat Hidrograf Waktu Turun [$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = 1.80 \text{ jam} < t < 2.80 \text{ jam}$]	79
Tabel 4.24	Ordinat Hidrograf Waktu Turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = t > 2.80 \text{ jam}$]	79
Tabel 4.25	Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 Tahun	80
Tabel 4.26	Proyeksi Jumlah Penduduk 25 Tahun Mendatang ..	83
Tabel 4.27	Kebutuhan Air	85
Tabel 4.28	Data Klimatologi PG. Ngadirejo Kediri	87
Tabel 4.29	Perhitungan Evaporasi.....	89
Tabel 4.30	Perhitungan Luas Area Tiap Elevasi Pada Kontur ..	89
Tabel 4.31	Perhitungan Volume Tiap Elevasi Pada Kontur	90
Tabel 4.32	Perhitungan Kapasitas Efektif	95
Tabel 4.33	Perhitungan Elevasi, Tampung dan Debit.....	120
Tabel 4.34	Perhitungan Penelusuran Banjir.....	123
Tabel 5.1	Perhitungan Koordinat Lengkung Mercu	128
Tabel 5.2	Perhitungan Saluran Pengarah	133
Tabel 5.3	Perhitungan Saluran Peluncur Lurus.....	135
Tabel 5.4	Perhitungan Saluran Peluncur Terompet.....	138

Tabel 5.5	Perhitungan Saluran Tikungan	143
Tabel 5.6	Perhitungan Saluran Tambahan Lurus	144
Tabel 5.7	Perhitungan Gaya Tekan Uplift Kondisi Air Setinggi Mercu	145
Tabel 5.8	Perhitungan Titik Berat Konstruksi	147
Tabel 5.9	Perhitungan Momen Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah	148
Tabel 5.10	Perhitungan Gaya Vertikal dan Horisontal Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah	149
Tabel 5.11	Perhitungan Gaya Tekan Uplift Kondisi Air Banjir	150
Tabel 5.12	Perhitungan Momen Kondisi Muka Air Banjir	152
Tabel 5.13	Perhitungan Gaya Vertikal dan Horisontal Muka Air Banjir	153
Tabel 6.1	Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir	158
Tabel 6.2	Garis Depresi Kondisi Muka Air Penuh	160
Tabel 6.3	Garis Depresi Kondisi Dead Storage	162
Tabel 6.4	Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Kosong	165
Tabel 6.5	Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Muka Air Banjir	169
Tabel 6.6	Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Muka Air Penuh	173
Tabel 6.7	Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Dead Storage .	177

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Embung Guworejo yang terletak di Desa Tarokan, Kec. Tarokan, Kab. Kediri	4
Gambar 2.1	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III.....	8
Gambar 2.2	Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume Nilai k Distribusi Normal	21
Gambar 2.3	Skema Tipe Bangunan Pelimpah.....	28
Gambar 2.4	Bentuk Bendung Mercu Ogee	29
Gambar 2.5	Skema Saluran Transisi.....	31
Gambar 2.6	Skema Saluran Peluncur	31
Gambar 2.7	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I.....	33
Gambar 2.8	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II.....	33
Gambar 2.9	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III	34
Gambar 2.10	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I V	34
Gambar 2.11	Hubungan Antara Bilangan Froude Dengan Nilai $\frac{L}{D_1}$	36
Gambar 2.12	Penampang Tinggi Bendungan.....	37
Gambar 2.13	Garis Depresi.....	38
Gambar 2.14	Bidang Longsor Bendungan Urugan	41
Gambar 3.1	Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	47
Gambar 5.1	Garis Energi Saluran Pengatur	126
Gambar 5.2	Garis Energi Saluran Peluncur Lurus	134
Gambar 5.3	Garis Energi Saluran peluncur Terompet.....	136
Gambar 5.4	Sketsa Gambar Pembagian Titik Berat Konstruksi	147
Gambar 6.1	Dimensi Tubuh Embung	157
Gambar 6.2	Garis Depresi.....	157
Gambar 6.3	Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir	159
Gambar 6.4	Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Penuh	161
Gambar 6.5	Formasi Garis Depresi Kondisi Dead Storage... ..	162
Gambar 6.6	Bidang Longsor Embung	163
Gambar 6.7	Bidang Longsor Embung Kondisi Kosong	167

Gambar 6.8	Bidang Longsor Embung Kondisi Muka Air Banjir.....	171
Gambar 6.9	Bidang Longsor Embung Kondisi Muka Air Setinggi Mercu	175
Gambar 6.7	Bidang Longsor Embung Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage.....	179

DAFTAR GRAFIK

Grafik 4.1	Hidrograf Satuan Nakayasu	4
Grafik 4.2	Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun	82
Grafik 4.3	Lengkung Kapasitas Waduk.....	90
Grafik 4.4	Kurva Massa Embung Guworejo	117
Grafik 4.5	Kurva Penelusuran Banjir	126
Grafik 5.1	Grafik Lengkung Mercu Hilir	129

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis, Avisha Gita Prafitasiwi, lahir di Nganjuk pada tanggal 22 Desember 1993 . Penulis merupakan anak ketiga dari pasangan Tuwandi dan Hanik Rahmawati.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Pertiwi Cerme, SDN Gondang I Pace, SMPN 1 Nganjuk, dan SMAN 2 Nganjuk. Pada pertengahan tahun 2011 penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP. 3111 100 033 dan mengambil bidang studi Hidroteknik.

Selama kuliah penulis aktif berorganisasi seperti ketika menjabat sebagai Sekretaris Departemen Dalam Negeri LE-HMS FTSP ITS 2013/2014. Selain itu, penulis juga tergabung dalam tim futsal putri jurusan Teknik Sipil dan pernah meraih juara II pada ajang ITS Futsal Competition 2014 bersama timnya.

Bagi penulis merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikannya di ITS. Penulis selalu berharap untuk bias menjadi lebih baik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email avishagita@gmail.com.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Kabupaten Kediri adalah kabupaten di Provinsi Jawa Timur yang berbatasan dengan Kabupaten Jombang di utara, Kabupaten Malang di timur, Kabupaten Blitar dan Kabupaten Tulungagung di selatan, Kabupaten Madiun dan Kabupaten Ponorogo di barat, serta Kabupaten Nganjuk di barat dan utara. Letaknya yang strategis membuat pertumbuhan ekonomi Kabupaten Kediri berkembang pesat sehingga memicu pertumbuhan penduduk. Oleh karena itu harus diimbangi dengan pembangunan beberapa sarana infrastruktur, salah satunya sarana air baku untuk memenuhi kebutuhan air bersih penduduk Kabupaten Kediri.

Desa Tarokan merupakan salah satu desa yang terletak di Kecamatan Tarokan, Kabupaten Kediri dengan total penduduk 12984 jiwa. Desa Tarokan mempunyai jarak ± 27 km dari kota Kediri, tepatnya terletak pada daerah terisolir yang belum terjangkau adanya air baku yang layak minum, terlebih pada saat musim kemarau. Penduduk memanfaatkan aliran sungai Guworejo sebagai sumber air untuk mencukupi kebutuhan sehari-hari. Sungai Guworejo termasuk jenis sungai *intermittent* dimana pada musim hujan air mengalir dan musim kemarau sedikit aliran - tidak ada aliran. Vegetasi yang dominan di daerah pengaliran sungai adalah semak-semak, ladang, pemukiman, sawah dan sedikit hutan ringan.

Sebagai salah satu alternatif pemecahan masalah dalam penyediaan air pada wilayah tersebut adalah dengan membangun embung. Embung adalah sarana tandon air dengan ukuran relatif kecil yang difungsikan sebagai bak air sebagai bak air di musim penghujan

sehingga bisa dimanfaatkan selama musim kemarau. Lokasi rencana embung berada di dusun Guworejo, Desa Tarokan, terletak pada $7^{\circ} 44' 12''$ LS – $111^{\circ} 55' 35''$ BT. Embung Guworejo berada di sungai Guworejo dengan luas DAS relatif kecil sebesar $2,22 \text{ km}^2$.

1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas maka akan dirumuskan beberapa masalah, antara lain:

1. Berapa kebutuhan air baku yang diperlukan di Desa Tarokan?
2. Berapa ketersediaan air pada embung berdasarkan volume embung yang direncanakan?
3. Berapa dimensi bendungan yang diperlukan untuk mendapatkan volume tampungan berdasarkan kebutuhan air yang diperlukan?

1.3 Tujuan

Dengan rumusan masalah tersebut di atas maka tujuan yang diharapkan adalah sebagai berikut:

1. Dapat mengetahui kebutuhan air baku di desa Tarokan.
2. Dapat mengetahui ketersediaan air berdasarkan volume embung yang direncanakan.
3. Dapat mengetahui dimensi embung untuk mendapatkan volume tampungan berdasarkan kebutuhan air yang diperlukan.

1.4 Batasan Masalah

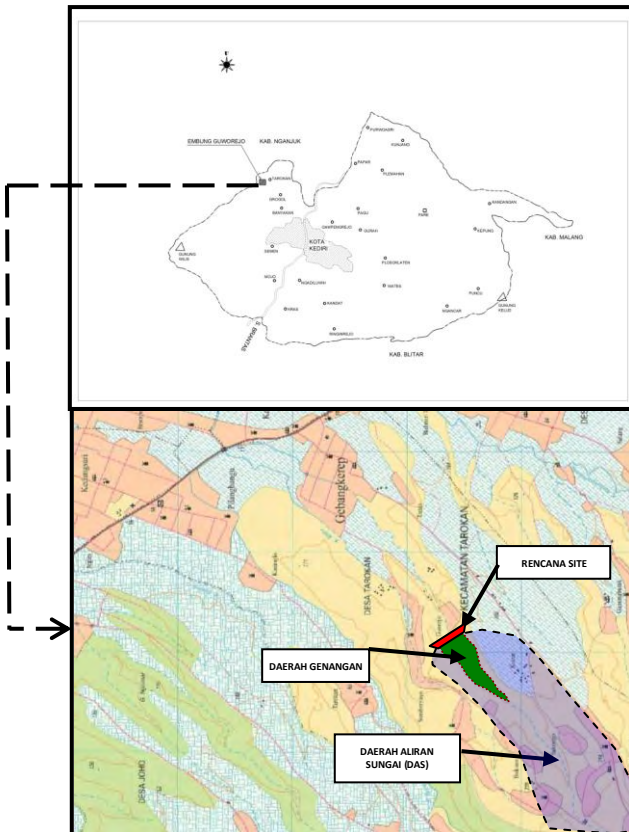
1. Tidak membahas analisa ekonomi
2. Tidak membahas metode pelaksanaan
3. Analisa konstruksi dan perhitungan kestabilan hanya meliputi tubuh embung dan spillway

1.5 Manfaat

Tugas akhir ini diharapkan dapat merencanakan detail embung untuk menampung air sesuai dengan kebutuhan air yang ada sehingga kebutuhan air di desa Tarokan dapat terpenuhi dan taraf hidup masyarakat di daerah tersebut dapat meningkat.

1.6 Peta Lokasi

Lokasi Embung Guworejo terletak di Desa Tarokan, Kecamatan Tarokan, Kabupaten Kediri seperti ditunjukkan pada gambar 1.1.



Gambar 1.1 Peta lokasi Embung Guworejo yang terletak di Desa Tarokan, Kec. Tarokan, Kab. Kediri

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan di beberapa titik pengamatan curah hujan. Salah satu cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah metode *Arithmetic Mean* atau metode Rata-rata Aljabar.

Cara perhitungan dengan rata –rata aljabar ini merupakan cara yang paling sederhana. Cara ini dipakai pada daerah yang banyak terdapat stasiun hujan disekitar DAS, serta dengan anggapan bahwa didaerah tersebut sifat curah hujannya adalah seragam (*Uniform*).

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n)$$

.....(2.1)

(*Hidrologi Pengairan, Soeyono Sosrodarsono, 2003*)

Dimana:

\bar{R} : curah hujan daerah (mm)
n : jumlah titik-titik pengamatan
 R_1, R_2, \dots, R_n : curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

Setelah mempelajari data-data yang ada dan mengingat luasan DAS yang relatif kecil maka data hujan

yang digunakan hanya satu stasiun penakar hujan saja, yaitu dari stasiun hujan Gading Parang.

2.1.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dicoba dahulu dilakukan penelitian distribusi yang sesuai untuk perhitungan. Masing-masing distribusi yang telah disebutkan diatas memiliki sifat-sifat khas, sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing tersebut. Ada beberapa jenis perhitungan distribusi hujan yang banyak digunakan dalam analisa hidrologi, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Distribusi Normal
2. Distribusi Log Normal
3. Distribusi Gumbel
4. Distribusi Pearson III
5. Distribusi Log pearson type III

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang sangat penting untuk mengetahui sifat dari distribusi yang dapat digunakan. Hal tersebut meliputi rata - rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien *skewness* (kemencengan), dan koefisien kurtosis.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots \dots \dots (2.2)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots \dots \dots (2.3)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots \dots \dots (2.4)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum(X - \bar{X})^3 n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots \dots \dots (2.5)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{\sum(X - \bar{X})^4 n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \dots (2.6)$$

(*Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995*)

Keterangan :

X = data dari sampel

\bar{X} = nilai rata-rata hitung

n = jumlah pengamatan

Adapun sifat - sifat khas parameter statistik dari masing - masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga Cs antara $0 < Cs < 9$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik tersebut maka akan dapat dipilih persamaan distribusi yang dapat dipakai.

2.1.2.1 Metode Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan Metode Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan :

$$Xt = \bar{X} + k.S \dots \dots \dots (2.7)$$

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995)

Dimana :

X_t = Curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu (mm)

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S = Standar deviasi

k = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan Probabilitas kejadian (Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III)

Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III

Kemencengangan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,005	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995)

2.1.2.2 Metode Distribusi Normal

Perhitungan distribusi Normal adalah sebagai berikut:

$$X_t = \bar{X} + k.S \dots \dots \dots (2.8)$$

Dimana :

X_t = Curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu (mm)

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S = Standar deviasi

k = Faktor dari sifat distribusi Normal, yang nilainya digunakan untuk berbagai periode ulang yang tersedia dalam nilai variabel reduksi Gauss.
(Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Normal)

Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Normal

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,200	2,05
100,000	0,100	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995)

2.1.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan beberapa pengujian parameter, antara lain:

1. Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)
2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Apabila dari pengujian terhadap distribusi frekuensi bisa sesuai parameter uji keduanya maka perumusan persamaan tersebut dapat diterima.

2.1.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.9)$$

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno, 1995)

Dimana :

- χ_h^2 = parameter Chi – Kuadrat terhitung
 G = jumlah sub – kelompok
 O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i
 E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Prosedur uji distribusi curah hujan rencana dengan Chi – Kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)

- 2) Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n) \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana :

k = banyaknya kelas

n = banyaknya nilai observasi (data)

- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- 5) Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- 6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

untuk menentukan nilai Chi – Kuadrat hitung.

- 7) Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.2. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $\chi_h^2 < \chi^2$

Dimana :

χ_h^2 : parameter Chi – Kuadrat terhitung

χ^2 : Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.3 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)

2.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric*)

test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya uji distribusi hujan rencana dengan Smirnov – Kolmogorov adalah sebagai berikut

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga D_0

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.4 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1,
Soewarno, 1995)

Tabel 2.5 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0515	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9899	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data
(Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid 1, Soewarno,
1995)

2.1.4 Perhitungan Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*runoff coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf-hidrograf sintetis yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau

Salah satu cara yang dapat digunakan untuk menghitung hidrograf adalah Metode Nakayasu. Metode Nakayasu dijabarkan secara umum seperti di bawah ini :

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots(2.11)$$

(*Hidrologi Teknik, C.D. Soemarto, 1987*)

Dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \rightarrow L < 15km \dots\dots\dots(2.12)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \rightarrow L > 15km \dots\dots\dots(2.13)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2.14)$$

$$T_{0,3} = \alpha.t_g \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0,47(A \times L)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.16)$$

Prosedur untu menghitung persamaan unit hidrograf adalah seperti di bawah ini:

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots(2.17)$$

2. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.18)$$

3. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.19)$$

4. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots(2.20)$$

2.1.5 Analisa Kebutuhan Air

2.1.5.1 Perhitungan Ketersediaan Air

Analisa ketersediaan air adalah untuk mengetahui berapa jumlah debit yang ada di sungai yang akan di

bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Metode yang digunakan adalah metode Rasional.

$$Q = 0,278 C i A \text{ m}^3/\text{detik} \dots\dots\dots(2.21)$$

dimana :

Q = debit (m^3/detik)

C = koefisien pengaliran (tabel. 2.6)

i = intensitas hujan untuk periode ulang tertentu (mm/jam)

A = luas bagian daerah (km^2)

Perhitungan intensitas hujan dicari dengan rumus Mononobe yang menggunakan data hujan harian satuan waktu t dalam jam dan intensitas I dalam mm/jam seperti berikut.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(2.22)$$

dimana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t_c = lamanya curah hujan (jam)

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

Lamanya curah hujan atau waktu konsentrasi (t_c) merupakan elemen yang penting dalam penentuan debit banjir. Terutama dalam penggunaan rumus rasional, perhitungan debit banjir itu dengan asumsi bahwa debit maksimum itu terjadi bilamana curah hujan pada titik terjauh dari daerah pengaliran telah tiba. Jadi perkiraan waktu tiba dari banjir mempunyai pengaruh besar pada perkiraan debit banjir. Perkiraan waktu konsentrasi dapat digunakan rumus *Bayern* berikut.

$$t_c = L/W \dots\dots\dots(2.23)$$

$$\text{dengan, } W = 72 (H/L)^{0,6} \text{ km}/\text{jam} \dots\dots\dots(2.24)$$

dimana :

t_c = waktu konsentrasi (jam)

- W = kecepatan tiba dari banjir (km/jam)
 L = panjang sungai, yakni panjang horizontal dari titik teratas di mana lembah sungau terbentuk sampai ke titik perkiraan waktu tiba dari banjir (km)
 H = Selisih elevasi titik-titik tersebut di atas (km)

Tabel 2.6 Koefisien pengaliran

<i>Komponen lahan</i>	<i>Koefisien C (%)</i>
Jalan : - aspal	70 – 95
- beton	80 – 95
- bata/paving	70 – 85
Atap	75 – 95
Lahan berumput: - tanah berpasir, * landai (2%)	5 – 10
* curam (7%)	15 – 20
- tanah berat , * landai (2%)	13 – 17
* curam (7%)	25 – 35

Pemilihan besarnya kala ulang banjir rancangan untuk setiap jenis bangunan tidak terdapat kriteria dan pedoman yang definitif. Kala ulang tersebut harus dapat menghasilkan rancangan yang memuaskan (Sri Harto, 1993), dalam arti bahwa bangunan hidraulik yang dibangun masih harus dapat berfungsi dengan baik minimal selama waktu yang ditetapkan, baik struktural maupun fungsional. Umumnya debit banjir rancangan ditetapkan berdasarkan beberapa pertimbangan berikut:

- Ukuran dan jenis proyek
- Ketersediaan data
- Ketersediaan dana

- d. Kepentingan daerah yang dilindungi
- e. Resiko kegagalan yang dapat ditimbulkan

Sebagai gambaran lebih lanjut, berikut disajikan tabel yang memuat beberapa nilai kala ulang banjir rancangan yang digunakan Departemen Pekerjaan Umum untuk berbagai bangunan di sungai.

Tabel 2.7 Kala Ulang Banjir Rancangan untuk Bangunan Sungai

Jenis Bangunan	Kala Ulang Banjir Rancangan (tahun)
Bendung sungai besar sekali	100
Bendung sungai sedang	50
Bendung sungai kecil	25
Tanggul sungai besar/daerah penting	25
Tanggul sungai kecil/daerah kurang penting	10
Jembatan jalan penting	25
Jembatan jalan tidak penting	10

(Srimoemi Doelchomid, 1987)

2.1.5.2 Perhitungan Proyeksi Penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan rumus sebagai berikut :

$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots (2.25)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

Dimana :

Pt = jumlah penduduk pada t tahun mendatang

Po = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi

r = laju pertumbuhan rata – rata penduduk per tahun

t = banyak perubahan tahun

Perhitungan proyeksi penduduk akan disesuaikan dengan umur rencana embung hingga 25 tahun mendatang.

2.1.5.3 Perhitungan Konsumsi Air Baku

Kebutuhan air domestik menggunakan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 2.8 Kebutuhan Air Domestik

URAIAN	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x 1000 Jiwa)				
	> 1000	500 - 1000	100 - 500	10 - 100	3 - 10
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (Lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (Lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem Lama (%)	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40
Faktor harian maksimum	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2	1,15 - 1,2
Faktor jam puncak	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2	1,65 - 2
Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir /m ³ (Kebutuhan harian rata-rata)	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20	17,5 - 20

(Dirjen Cipta Karya Dep. PU, 1998)

2.1.6 Perhitungan Evaporasi

Evaporasi merupakan factor penting dalam studi tentang pengembangan sumber-sumber daya air. Evaporasi sangat mempengaruhi debit sungai, besarnya kapasitas waduk, besarnya kapasitas pompa untuk irigasi, penggunaan konsumtif (*consumptive use*) untuk tanaman dan lain-lain.

Besarnya factor meteorologi yang mempengaruhi besarnya evaporasi adalah seperti radiasi matahari, angin, kelembaban dan suhu. Karena evaporasi dipengaruhi oleh berbagai faktor, maka sulit untuk menghitung evaporasi dengan suatu rumus. Akan tetapi, kesulitan itu telah mendorong orang-orang untuk mengemukakan banyak rumus salah satunya adalah rumus empiris Penman.

$$E = 0,35 (e_a - e_d) \left(1 + \frac{V}{100} \right) \dots\dots\dots(2.26)$$

(Hidrologi Pengairan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Dimana :

E = evaporasi (mm/hari).

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).

v = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mil/hari)

2.1.7 Analisa Volume Embung

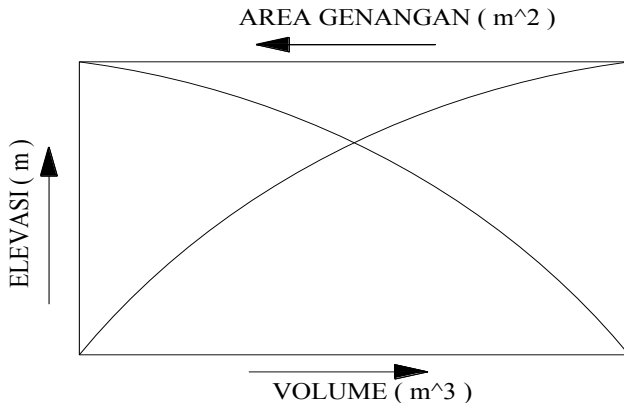
2.1.7.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Fungsi utama Embung adalah untuk memanfaatkan air pada musim penghujan, menampung air sehingga dapat dimanfaatkan pada musim kemarau. Volume total tampungan suatu waduk adalah volume total waduk yang meliputi kapasitas efektif dan kapasitas mati yang akan dijelaskan sebagai berikut:

- Kapasitas efektif adalah volume tampungan dari embung yang dapat dimanfaatkan untuk melayani kebutuhan air yang ada
- Kapasitas mati adalah volume waduk yang terletak di bagian terbawah sebagai tampungan sedimen

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Untuk menghitung luas waduk dihitung berdasarkan luasan tiap elevasi atau kontur, komulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan antara dua elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut.

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.



Gambar 2.2 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

2.1.7.2 Perhitungan Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Salah satu metode perhitungan untuk memperkirakan volume sedimen-sedimen yang akan ditampung oleh waduk dalam kapasitas matinya sepanjang umur efektif waduk adalah dengan perhitungan perkiraan volume sedimen dengan menggunakan data dari waduk-waduk lapangan.

Apabila luas daerah pengaliran calon waduk lebih kecil dari 100 km^2 maka angka satuan sedimentasi dapat dicari dengan menggunakan tabel 2.8 yang dibuat berdasarkan hasil-hasil pencatatan yang sesungguhnya dari waduk-waduk lapangan yang telah dibangun.

Tabel 2.9 *Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran Sungai*

Karakteristik Topografi	Peningkatn Gejala Erosi Dalam Alur Sungai	Kemiringan Dasar Sungai	Perbedaan Elevasi dan Permukaan Laut	Lain-lain
Stadium permulaan pembentukan	Intensitas erosinya terbesar dengan proses penggerusan tebing sungainya	1/100-1/500	Lebih besar dari 500	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Intesitas erosinya besar dengan progres penggerusan dasar sungainya	1/500-1/700	±400 m	
Stadium pertengahan	Intensitas erosinya kecil, kecuali dalam keadaan banjir	±1/800	±300 m	
Merupakan dataran yang stabil	Intensitas erosinya kecil, walaupun dalam keadaan banjir	±1/1000	±200 m	

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Untuk karakteristik topografi dirumuskan dan dibedakan seperti yang tertera pada tabel 2.9

Tabel 2.10 *Karakteristik Daerah Pengaliran Sungai*

Karakteristik Topografi	Peningkatn Gejala Erosi Dalam Alur Sungai	Kemiringan Dasar Sungai	Perbedaan Elevasi dan Permukaan Laut	Lain-lain
Stadium permulaan pembentukan	Intensitas erosinya terbesar dengan proses penggerusan tebing sungainya	1/100-1/500	Lebih besar dari 500	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Intesitas erosinya besar dengan progres penggerusan dasar sungainya	1/500-1/700	±400 m	
Stadium pertengahan	Intensitas erosinya kecil, kecuali dalam keadaan banjir	±1/800	±300 m	
Merupakan dataran yang stabil	Intensitas erosinya kecil, walaupun dalam keadaan banjir	±1/1000	±200 m	

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Sedangkan karakteristik geologi dibedakan seperti berikut :

- Zone A
Daerah pengaliran yang lebih dari 1/3 bagian terdiri dari daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi.
- Zone B
Daerah pengaliran yang 1/3 s/d 1/5 bagian terdiri dari batuan seperti tersebut di atas.
- Zone C
Daerah yang tidak termasuk dalam kategori kedua zone tersebut di atas.

Setelah itu dimasukkan dalam perhitungan volume total sedimen selama umur rencana embung dengan persamaan berikut:

$$Volume\ sedimen\ total = Ps \times A \times n \dots\dots(2.27)$$

dimana :

Ps = harga satuan sedimentasi per tahun($m^3/km/tahun$)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

n = umur rencana (tahun)

2.1.7.3 Perhitungan Kapasitas Efektif

Kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Pada perencanaan ini untuk menghitung besarnya tampungan air embung digunakan persamaan keseimbangan air (*Water Balance*) antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Adapun persamaan *water balance* sebagai berikut.

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O \dots\dots\dots(2.28)$$

dimana :

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat $t + 1$ (m^3)

S_t = volume tampungan air embung pada saat t (m^3)

I = volume debit *inflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan embung,
karena data *inflow* yang digunakan adalah hasil dari
simulasi debit musiman dari data yang tersedia
yang sudah memperhitungkan curah hujan di
embung, maka $R = 0$

L = volume kehilangan air embung
(evaporasi, rembesan)

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan
pemasokan air.

2.1.8 Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan dengan waduknya adalah untuk pengendalian banjir suatu sungai. Ini dapat terjadi karena air banjir ditampung di dalam waduk yang volumenya relatif besar, sehingga air yang keluar dari sana debitnya sudah mengecil. Makin besar volume waduk akan makin besar pula manfaat pengendalian banjirnya. Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan naik sedikit demi sedikit sampai permukaan air waduk mencapai maksimal. Jadi sebagian dari air banjir mengalir lewat bangunan pelimpah, sedang sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan ruting banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan yang paling

menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan aman terhadap risiko banjir. Salah satu cara yang akan diuraikan disini adalah dengan cara tahap demi tahap (*step by step*).

Rumus dasarnya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (2.29)$$

(*Teknik bendungan, Ir. Soedibyo, 1993*)

Dimana :

I = *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk (m3/detik), untuk suatu sungai dapat ditentukan

O = *outflow*, debit air yang keluar dari waduk (m3/detik) lewat bangunan pelimpah

ds/dt = debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi :

$$\int I. dt - \int O. dt = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.30)$$

$\int I. dt$ dan $\int O. dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $\int. dt$ dapat disamakan dengan harga rata-rata dari 2 *inflow* yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf sungai yang ada. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I. dt = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$\text{Dengan cara yang sama maka } O. dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$$

$$\text{Jadi } \frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{O_1 + O_2}{2} \cdot t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.31)$$

dimana :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \text{rata-rata } \textit{inflow} \text{ setiap tahap (m3/detik)}$$

$$\frac{O_1 + O_2}{2} = \text{rata-rata } \textit{outflow} \text{ setiap tahap (m3/detik)}$$

t = jangka waktu (periode) dalam detik

$S_2 - S_1$ = tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)

Besaran-besaran yang sudah diketahui (I_1 , I_2 , t dan S_1) diletakkan di sebelah kiri, sedang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan disebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t = S_2 - S_1$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \dots (2.32)$$

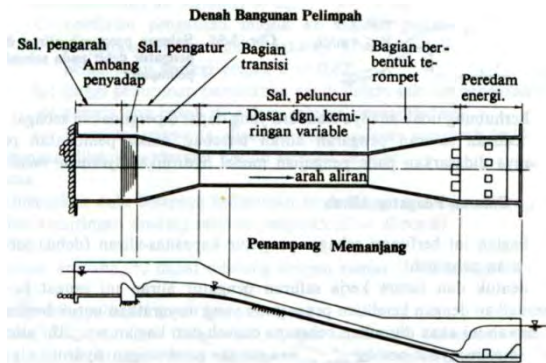
Mula-mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 , dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahap berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu diadakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besarnya.

2.2 Analisa Hidrolika

2.2.1 Perhitungan Hidraulis Pelimpah (*Spillway*)

Selanjutnya akan dibahas hanya tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan, yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Berikut ini adalah salah satu skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu :

1. Saluran pengarah utama
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.3 Skema Tipe Bangunan Pelimpah

2.2.1.1 Perhitungan Mercu *Spillway* Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots \dots \dots (2.33)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986*)

dimana :

X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter

Harga-harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang. Tabel 2.10 menyajikan

harga – harga K dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 2.11 Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
1:1	1.873	1.776

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

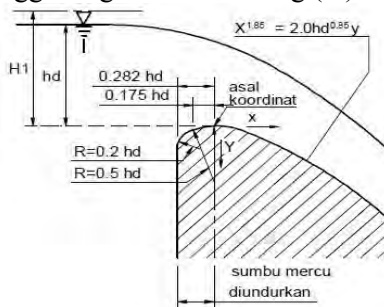
Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir. Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b H_1^{1.5} \dots\dots\dots (2.34)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

dimana :

- Q = debit (m³/dt)
 C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)
 G = percepatan gravitasi, m/dt² ($\cong 9,8$)
 b = lebar mercu (m)
 H_1 = tinggi enegi di atas ambang (m)



(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Gambar 2.4. Bentuk Bendung Mercu Ogee

2.2.1.2 Perhitungan Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

Ambang yang digunakan adalah berbentuk bendung pelimpah (*overflow weir*). Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Karena kecepatan air yang terjadi biasanya besar maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD adalah :

$$Q = c.(L - KHN).H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(2.35)$$

(*Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo, 1993*)

Dimana :

Q = debit air (m³/detik)

L = panjang bendung (m)

K = koefisien kontraksi

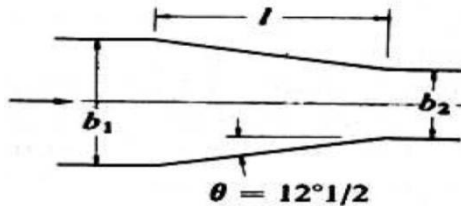
H = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

c = koefisien limpahan

2.2.1.3 Perhitungan Saluran Transisi

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar 12° 30' terhadap sumbu saluran peluncur.



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.5 Skema Saluran Transisi

2.2.1.4 Perhitungan Saluran Peluncur

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur dan di bawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang didasarkan pada teori Bernoulli, sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots (2.36)$$

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

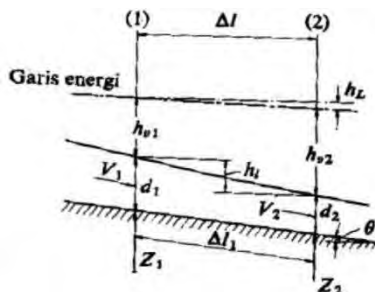
Dimana :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

d = kedalaman air pada bidang tersebut

h_v = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

h_L = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan.



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.6 Skema Saluran Peluncur

2.2.1.5 Perhitungan Peredam Energi (Kolam Olakan)

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau setidaknya untuk mengurangi energi dalam aliran air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah yaitu di ujung hilir saluran peluncur (Teknik Bendungan, Ir.Sloedibyo,2003).

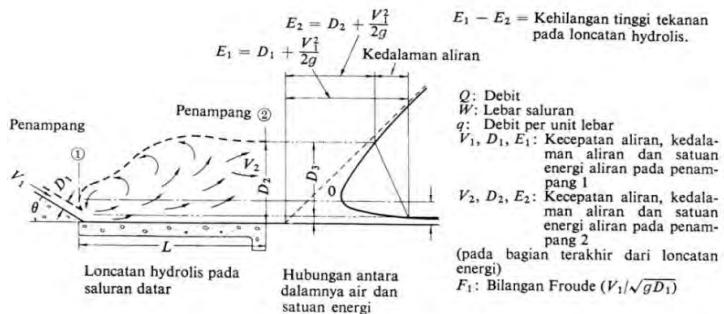
Secara umum kolam olakan masih dapat dibedakan dalam 3 tipe utama, yaitu :

- ✓ Kolam olakan datar
- ✓ Kolam olakan miring ke hilir
- ✓ Kolam olakan miring ke udik

Akan tetapi yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Selanjutnya kolam olakan datar inipun masih mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian berikut :

1. Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olaknya pun akan berdimensi kecil.

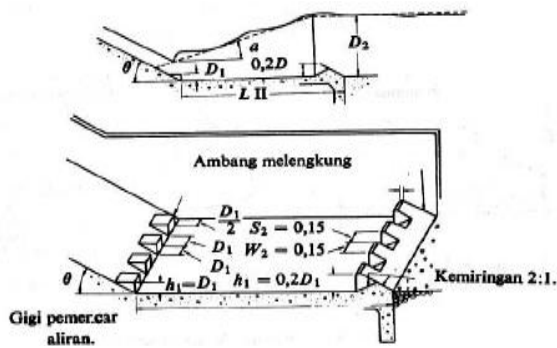


(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.7 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I

2. Kolam olakan datar Tipe II

Kolam olakan tipe ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt/m}$, tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$ dan bilangan Froude $> 4,5$).



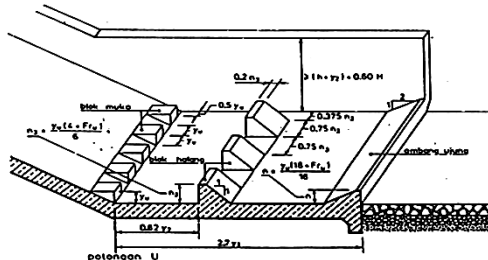
(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II

3. Kolam olakan datar Tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan tipe III ini sangat mirip dengan sistim kerja

dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dtk}/\text{m}$, $V < 18,0 \text{ m}/\text{dtk}$, dan bilangan Froude $> 4,5$).

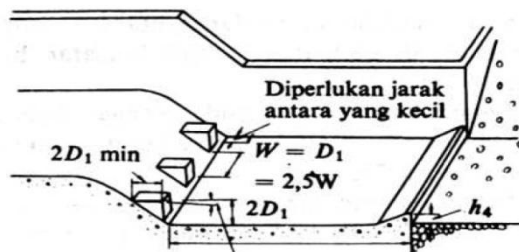


(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III

4. Kolam olakan datar Tipe IV

Sistim kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistim kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.10 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV

Selanjutnya bilangan *Froude* dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot DI}} \dots\dots\dots(2.37)$$

(*Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002*)

Dimana:

Fr = bilangan *Froude*

V_1 = kecepatan aliran pada penampang 1
(m/dtk)

DI = kedalaman air di bagian hulu kolam olak
(m)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk²)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \dots\dots\dots(2.38)$$

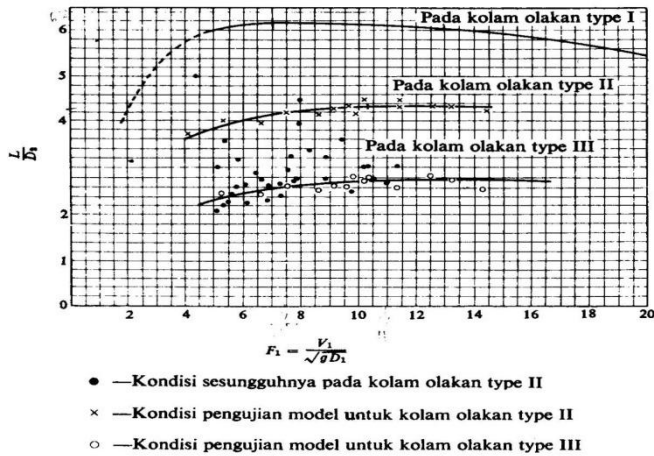
(*Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002*)

dimana :

DI dan D_2 = kedalaman air (m)

Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara

$\frac{L}{D_2}$ (dimana L disini ialah panjang kolam olakan yang dicari) sebagai berikut :



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.11 Hubungan Antara Bilangan Froude

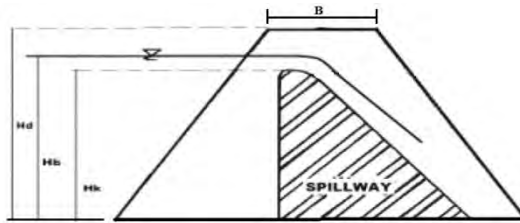
Dengan Nilai $\frac{L}{D_1}$

2.2.2 Analisa Tubuh Bendungan

Analisa tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan formasi garis depresi, dan analisa stabilitas tubuh bendungan urugan.

2.2.2.1 Perhitungan Tinggi Bendungan

Yang dimaksud dengan tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan.



Gambar 2.12 Penampang Tinggi Bendungan

$$Hd = H_b + H_f \dots\dots\dots(2.39)$$

dimana :

Hd = Tinggi tubuh bendungan rencana (m)

Hk = Tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m)

Hb = Tinggi tampungan banjir (m)

Hf = Tinggi jagaan (m)

2.2.2.2 Perhitungan Tinggi Bebas (*Free Board*) Bendungan

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLDS) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.12 Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

(*Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo, 1993*)

2.2.2.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan (Gambar 2.12) dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada

penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaannya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang-kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots(2.40)$$

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

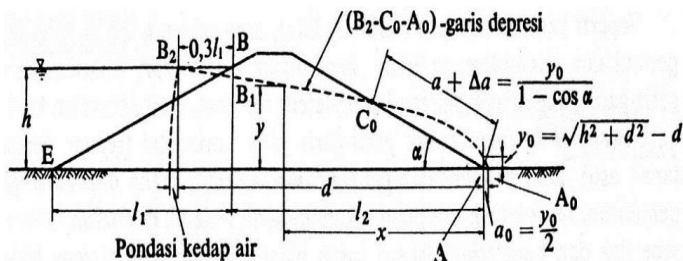
Dimana :

b = lebar mercu bendungan (meter)

H = tinggi bendungan (meter)

2.2.2.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat embung terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “Metode *Casagrande*“, dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.12) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut :



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.13 Garis Depresi

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \dots\dots\dots(2.41)$$

atau

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2} \dots\dots\dots (2.42)$$

dan

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots (2.43)$$

(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

L_1 = jarak horisontal antara B dan E

L_2 = jarak horisontal antara B dan A

2.2.3 Analisa Stabilitas Pelimpah

2.2.3.1 Stabilitas Terhadap Rembesan

$$Cl < \frac{\sum Lv + \frac{1}{3} \sum Lh}{\Delta H} \dots\dots\dots (2.44)$$

Dimana :

Cl = angka rembesan Lane

$\sum Lv$ = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum Lh$ = jumlah panjang horisontal (m)

ΔH = beda tinggi muka air (m)

Tabel 2.13 Angka Rembesan Lane

Material	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

2.2.3.2 Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots(2.45)$$

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_H \dots\dots\dots(2.46)$$

dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m²)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

2.2.3.3 Stabilitas Terhadap Guling

$$\frac{\sum MP}{\sum MG} \geq SF \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

$\sum MP$ = momen tahanan (ton.m)

$\sum MG$ = momen guling (ton.m)

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

2.2.3.4 Stabilitas Terhadap Geser

$$\frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot A}{\sum H} \geq SF \dots\dots\dots(2.48)$$

dimana :

f = koefisien gesekan (0,75)

τ = tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi (0,5)

A = luas permukaan pondasi

$\sum V$ = gaya vertikal total

2.2.3.5 Stabilitas Terhadap Retak

$$e = \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6} \dots\dots\dots(2.49)$$

dimana :

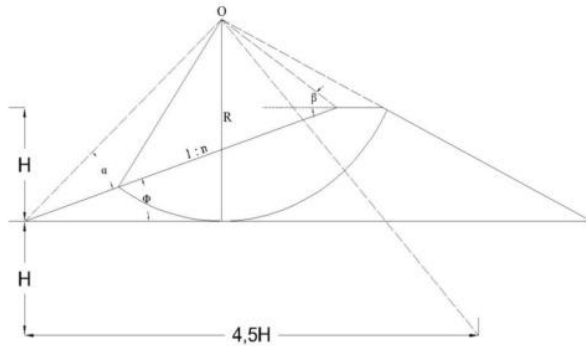
e = eksentrisitas (m)

L = panjang pondasi bendung (m)

Mt = momen total yang terjadi (tm)

Rv = jumlah gaya-gaya vertikal (t)

2.2.4 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan



Gambar 2.14 *Bidang Longsor Bendungan Urugan*

Tabel 2.14 *Tabel Nilai Sudut β , Φ , Dan A*

n	Φ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

(Braja M. Das, 1993)

Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\sum \{ C.l + (N - U - N_e) \tan \theta \}}{\sum (T + T_e)} \dots\dots\dots(2.50)$$

Dimana :

F_s = angka keamanan

N = beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

U = tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur

N_e = komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

θ = sudut gesekan dalam

C = angka kohesi

E = intensitas seismic horizontal

BAB III METODOLOGI

Metodologi dalam penyelesaian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.1. Studi Literatur

Studi pengumpulan literatur ini dimaksudkan untuk mengetahui rumus – rumus dan dasar teori yang digunakan dalam perhitungan pengerjaan Tugas Akhir ini, meliputi perhitungan hidrologi, analisa hidrolika, dan kestabilan bendungan.

3.2. Pengumpulan Data

Data – data yang diperlukan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini adalah :

1. Data Hidrologi

Data hidrologi terdiri dari data curah hujan stasiun Gading Parang

2. Data Klimatologi

Data klimatologi terdiri dari :

- Data kecepatan angin
- Data kelembaban
- Data suhu/temperatur

3. Data Topografi

Data topografi terdiri dari :

- Peta topografi
- Peta lokasi kawasan
- Cross section dan long section

4. Data Jumlah Penduduk

Dalam hal ini digunakan data jumlah penduduk Desa Tarokan

5. Data Tanah

Data tanah yang dibutuhkan adalah jenis tanah timbunan sebagai kontrol stabilitas bendungan

3.3. Penyelesaian Permasalahan

Penyusunan penyelesaian permasalahan meliputi :

1. Analisa Volume Bendungan

- Analisa Kapasitas Tampungan

Dalam perencanaan bendungan, perhitungan kapasitas tampungan air diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang harus disimpan agar dapat digunakan sebagai pemenuhan kebutuhan air baku.

- Analisa Kebutuhan Air Baku

Berkaitan dengan pemenuhan kebutuhan air baku, maka embung Guworejo berfungsi untuk penyediaan air baku penduduk Desa Tarokan secara keseluruhan. Analisa kebutuhan air adalah untuk menetapkan kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk dengan proyeksi penduduk dalam jangka waktu beberapa tahun yang akan datang.

2. Analisa Hidrologi

- Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari stasiun penakar hujan. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan Metode *Arithmetic Mean*.

- Perhitungan Curah Hujan Rencana

Dari data curah hujan maksimum yang diambil dari stasiun penakar hujan dapat diperkirakan hujan rencana untuk masing-masing periode waktu. Metode yang digunakan adalah Metode Distribusi

Pearson Tipe III dan Metode Distribusi Log Pearson Tipe III.

- Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu:

- ✓ Uji Smirnov kolmogorov, pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
- ✓ Uji Chi Kuadrat, Pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.
- Perhitungan Debit Puncak Banjir
Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamanan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah metode Nakayasu.
- Evaporasi
Perhitungan evaporasi digunakan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena sinar matahari yang akan mengurangi volume air yang terdapat didalam embung.
- Keseimbangan Air (*Water Balance*)
Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume embung akibat debit inflow dan outflow.

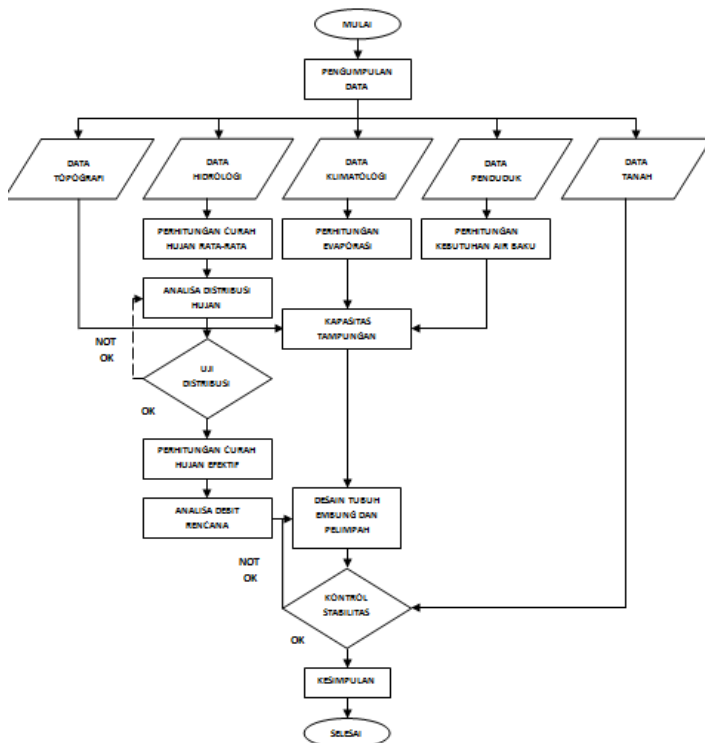
- Penelusuran Banjir.
Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui perubahan hidrograf banjir antara inflow dan outflow karena adanya faktor tampungan (*storage*).

3. Analisa Hidrolika

Analisa perhitungan hidrolika pada perencanaan Embung Guworejo ini meliputi hal-hal di bawah ini :

- Analisa mercu pelimpah yang meliputi tinggi mercu, jenis mercu hingga penampang mercu
- Perhitungan Saluran pengarah aliran
- Perhitungan Saluran peluncur
- Perhitungan Kolam olah
- Analisa Stabilitas yang meliputi stabilitas tubuh bendungan dan pelimpah

DIAGRAM ALIR



Gambar 3.1 *Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1 Data Curah Hujan

Sebelum dilakukan perhitungan statistik, data curah hujan yang tersedia haruslah dianalisa terlebih dahulu. Data hujan pada perencanaan Embung Guworejo ini berasal dari satu stasiun pengamatan, yaitu Stasiun Gading Parang. Data yang digunakan adalah data hujan harian maksimum setiap tahun sejak tahun 2001 hingga 2014. Data hujan dari satu stasiun tersebut dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut:

Tabel 4.1 *Data Curah Hujan di Wilayah Perencanaan*

No	Tahun	Waktu Kejadian	Rmaks (mm)
1	2001	12 Maret	141
2	2002	9 Januari	90
3	2003	29 Januari	100
4	2004	12 Maret	102
5	2005	17 Desember	114
6	2006	24 April	70
7	2007	19 Mei	110
8	2008	5 Februari	73
9	2009	25 Maret	60
10	2010	20 Januari	118
11	2011	30 Januari	85
12	2012	26 Februari	71
13	2013	17 Juni	118
14	2014	22 Februari	100

(Sumber : Data Dinas Pengairan Pertambangan dan Energi Kabupaten Kediri)

4.2 Perhitungan Distribusi Curah Hujan Rencana

Dalam perhitungan distribusi curah hujan pertama dilakukan analisa frekuensi yang bertujuan untuk

menentukan metode analisa distribusi yang tepat dalam menentukan tinggi hujan rencana dengan menghitung nilai parameter statistik. Berdasarkan data hujan pada tabel 4.1 yang sebelumnya diurutkan atau diranking terlebih dahulu didapatkan nilai parameter statistik. Hasil perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik

No	Rurut	$R - \bar{R}$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	141	44.42857	1973.90	87697.47	3896273.15
2	118	21.42857	459.18	9839.65	210849.65
3	118	21.42857	459.18	9839.65	210849.65
4	114	17.42857	303.76	5294.02	92267.16
5	110	13.42857	180.33	2421.53	32517.66
6	102	5.428571	29.47	159.98	868.44
7	100	3.428571	11.76	40.30	138.18
8	100	3.428571	11.76	40.30	138.18
9	90	-6.57143	43.18	-283.78	1864.83
10	85	-11.5714	133.90	-1549.39	17928.66
11	73	-23.5714	555.61	-13096.57	308704.97
12	71	-25.5714	653.90	-16721.10	427582.54
13	70	-26.5714	706.04	-18760.51	498493.63
14	60	-36.5714	1337.47	-48913.17	1788824.36
Jumlah	1352		6859.43	16008.37	7487301.07
\bar{R}	96.57				

(Sumber : Perhitungan)

Sehingga, hasil perhitungan nilai parameter statistik adalah sebagai berikut ini.

1. Deviasi standar (*Standar Deviation*) dihitung menggunakan persamaan 2.3, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{6849,43}{14 - 1}} = 22,97$$

2. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) dihitung menggunakan persamaan 2.4, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cv = \frac{22,97}{96,57} = 0,24$$

3. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*) dihitung menggunakan persamaan 2.5, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cs = \frac{16008,37 \times 14}{13 \times 12 \times 22,97^3} = 0,12$$

4. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) dihitung menggunakan persamaan 2.6, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Ck = \frac{2103971,71 \times 14^2}{9 \times 8 \times 7 \times 21,32^4} = 3,07$$

Dari nilai parameter statistik yang didapat, dapat ditentukan jenis metode distribusi yang dapat digunakan dengan cara mencocokkan nilai parameter statistik dengan syarat-syarat yang berlaku. Hasil analisa kecocokan nilai parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.3 berikut.

Tabel 4.3 Hasil analisa kecocokan nilai parameter statistik

No	Syarat Setiap Jenis Distribusi	Keterangan
1	Distribusi Normal $Cs = 0, Ck = 3$	Tidak cocok
2	Distribusi Log Normal $Cs > 0$	Cocok
3	Distribusi Gumbel $Cs = 1.139, Ck = 5.402$	Tidak cocok
4	Distribusi Pearson Tipe III $Cs \text{ \& } Ck \text{ Fleksibel}$	Cocok

No	Syarat Setiap Jenis Distribusi	Keterangan
5	Distribusi Log Pearson Tipe III $0 < C_s < 9$	Cocok

(Sumber : Analisa dan perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan awal data parameter statistik pada tabel 4.3 ada beberapa distribusi yang dapat dipakai, yaitu distribusi Log Normal, distribusi Pearson Tipe III dan distribusi Log Pearson Tipe III. Selanjutnya akan dilakukan uji kecocokan terhadap beberapa distribusi tersebut agar diperoleh jenis distribusi yang terbaik untuk digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana.

4.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan Rencana

4.3.1 Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Oleh karena itu, langkah pertama yang dilakukan adalah mengubah data curah hujan yang ada menjadi nilai logaritmiknya. Nilai logaritmik dari data curah hujan yang ada akan disajikan dalam tabel 4.4 berikut ini.

Tabel 4.4 Nilai logaritmik dari data hujan

No	Tahun	R (mm)	Log R
1	2001	141	2.1492
2	2002	90	1.9542
3	2003	100	2.0000
4	2004	102	2.0086
5	2005	114	2.0569
6	2006	70	1.8451
7	2007	110	2.0414
8	2008	73	1.8633
9	2009	60	1.7782

No	Tahun	R (mm)	Log R
10	2010	118	2.0719
11	2011	85	1.9294
12	2012	71	1.8513
13	2013	118	2.0719
14	2014	100	2.0000
$\Sigma \log R$			27.6214
$\overline{\log R}$			1.9730

(Sumber : perhitungan)

Nilai logaritmik pada tabel 4.4 dihitung untuk mendapatkan parameter-parameter statistik untuk Distribusi Log Normal dengan menggunakan persamaan (2.3), (2.4), (2.5) dan (2.6). Hasil perhitungan parameter statistiknya adalah sebagai berikut.

Tabel 4.5 *Perhitungan parameter statistik distribusi Log Normal*

No	<u>LogRurut</u>	$\log R - \log \bar{R}$	$(\log R - \log \bar{R})^2$	$(\log R - \log \bar{R})^3$	$(\log R - \log \bar{R})^4$
1	2.1492	0.1763	0.0311	0.0055	0.0010
2	2.0719	0.0989	0.0098	0.0010	0.0001
3	2.0719	0.0989	0.0098	0.0010	0.0001
4	2.0569	0.0839	0.0070	0.0006	0.0000
5	2.0414	0.0684	0.0047	0.0003	0.0000
6	2.0086	0.0356	0.0013	0.0000	0.0000
7	2.0000	0.0270	0.0007	0.0000	0.0000
8	2.0000	0.0270	0.0007	0.0000	0.0000
9	1.9542	-0.0187	0.0004	0.0000	0.0000
10	1.9294	-0.0435	0.0019	-0.0001	0.0000
11	1.8633	-0.1096	0.0120	-0.0013	0.0001
12	1.8513	-0.1217	0.0148	-0.0018	0.0002
13	1.8451	-0.1279	0.0163	-0.0021	0.0003
14	1.7782	-0.1948	0.0379	-0.0074	0.0014
Jumlah	27.6214		0.1485	-0.0043	0.0033
$\log \bar{R}$	1.9730				

(Sumber : perhitungan)

Sehingga hasil perhitungan nilai parameter statistik distribusi Log Normal adalah sebagai berikut ini.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) dihitung menggunakan persamaan 2.3, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{27,6214}{14 - 1}} = 0,11$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) dihitung menggunakan persamaan 2.4, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cv = \frac{0,11}{1,973} = 0,05$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) dihitung menggunakan persamaan 2.5, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cs = \frac{-0,0043 \times 14}{13 \times 12 \times 0,11^3} = -0.32$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*) dihitung menggunakan persamaan 2.6, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Ck = \frac{0.0033 \times 14^2}{13 \times 12 \times 11 \times 0,11^4} = 2,89$$

4.3.1.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

Langkah-langkah perhitungan uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan nilai logaritmik tertinggi adalah 2.1492 pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 1.7782 pada tahun 2009.
2. Dalam perhitungan analisa ini didapatkan data curah hujan selama 14 tahun dari satu stasiun penakar hujan, sehingga:
Jumlah data (N) = 14

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kelas (K)} &= 1 + 3,22 \log N \\
 &= 1 + 3,22 \log 10 \\
 &= 4,69 \text{ dibulatkan } 5
 \end{aligned}$$

$$\text{Peluang interval (P)} = 1/K = 1/5 = 0,2$$

Sehingga didapatkan interval-interval seperti berikut ini.

- Sub grup I $= X \leq 0,20$
- Sub grup II $= 0,20 \leq X \leq 0,40$
- Sub grup III $= 0,40 \leq X \leq 0,60$
- Sub grup IV $= 0,60 \leq X \leq 0,80$
- Sub grup V $= X \geq 0,80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Log Normal adalah persamaan berikut ini.

$$\log Xt = \overline{\log X} + k.S \log X$$

Dari hasil perhitungan parameter statistik Distribusi Log Normal, diperoleh nilai-nilai seperti berikut ini.

$$\overline{\log R} = 1,973$$

$$S \log R = 0,107$$

Sehingga, persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$Xt = 1,973 + 0,107 k \dots \dots \dots (4.1)$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 4.6 Nilai Variabel Reduksi Gauss.

Tabel 4.6 Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	K
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.010	0.990	-2.33
1.050	0.950	-1.64
1.110	0.900	-1.28
1.250	0.800	-0.84
1.330	0.750	-0.67
1.430	0.700	-0.52

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	K
1.670	0.600	-0.25
2.000	0.500	0
2.500	0.400	0.25
3.330	0.300	0.52
4.000	0.250	0.67
5.000	0.200	0.84
10.000	0.100	1.28
20.000	0.050	1.64
50.000	0.020	2.05
100.000	0.010	2.33

(Sumber : Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid I, Soewarno, 1995)

Persamaan 4.1 digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

- Sub grup I = $X \leq 0,20$
 Untuk X = 0,20
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times 0,84) = 2,0629$
 - Sub grup II = $0,20 < X \leq 0,40$
 Untuk X = 0,40
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times 0,25) = 1,9998$
 - Sub grup III = $0,40 < X \leq 0,60$
 Untuk X = 0,60
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times -0,25) = 1,9463$
 - Sub grup IV = $0,60 < X \leq 0,80$
 Untuk X = 0,80
 $Xt = 96,57 + (22,97 \times -0,84) = 1,8831$
- Sehingga didapatkan interval-interval seperti berikut ini.
- Sub group I : $X \leq 1,8831$
 Sub group II : $1,8832 < X \leq 1,9463$
 Sub group III : $1,9464 < X \leq 1,9998$

Sub group IV : $1,9999 < X \leq 2,0629$

Sub group V : $X > 2,06$

3. Selanjutnya dapat disusun perhitungan seperti ditunjukkan pada tabel 4.7 berikut ini.

Tabel 4.7 Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	χ^2
		O_i	E_i		
1	$X \leq 1.8831$	4	2.8	1.44	0.5143
2	$1.8832 - 1.9463$	1	2.8	3.24	1.1571
3	$1.9464 - 1.9998$	1	2.8	3.24	1.1571
4	$1.9999 - 2.0629$	5	2.8	4.84	1.7286
5	$X > 2.0629$	3	2.8	0.04	0.0143
Jumlah		14	14		4.5714

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.7 didapat harga $\chi^2 = 4,5714$ dan Derajat kebebasan yang diambil adalah : $Dk = 5 - 2 - 1 = 2$.

Derajat kepercayaan yang diambil untuk distribusi data – data yang ada sebesar 5 %. Berdasarkan tabel 2.3, maka nilai kritis untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5 % diperoleh nilai $\chi^2 = 5,991$. Dari perhitungan didapat kesimpulan bahwa $\chi^2 < \chi^2$ yaitu : $4,5714 < 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Log Normal dapat diterima.

4.3.1.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Langkah-langkah perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan didapatkan nilai logaritmik tertinggi adalah 2,1492 pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 1,7782 pada tahun 2009.

2. Mencari besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.

Misalkan untuk data hujan tahun 2001 dengan nilai logaritmik sebesar 2,1492 didapat :

$$m (\text{peringkat / nomer rangking}) = 1$$

$$n (\text{jumlah data hujan}) = 14$$

Dengan rumus peluang sebagai berikut dapat diketahui peluang data tersebut.

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(14+1)} = 0,067$$

3. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$P(X<) = 1 - P(X)$$

$$= 1 - 0,067 = 0,933$$

4. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$f(t) = \frac{(\text{Log}Xi - \text{Log}Xr)}{S} = \frac{(2,1942 - 1,973)}{0,11} = 1,649$$

Dimana :

$f(t)$ = Distribusi normal standar

X = Curah hujan

Xr = Curah hujan rata-rata

5. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel 2.5, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,649$ didapatkan nilai $P'(X<) = 0,9495$

Sehingga besarnya $P'(X)$:

$$P'(X) = 1 - P'(X<)$$

$$= 1 - 0,9495$$

$$= 0,0505$$

5. Mencari nilai D. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X) - P(X)$$

$$= 0,0505 - 0,067$$

$$= 0,016$$

Dari semua nilai D tiap peluang yang didapat, diambil nilai Dmaks yang akan dibandingkan dengan nilai Do.

6. Berdasarkan tabel 2.4, dapat ditentukan harga Do dengan cara interpolasi. Dari hasil perhitungan interpolasi didapatkan Do sebesar 0,354.

Hasil perhitungan tiap peluang disusun dalam tabel 4.8 berikut ini.

Tabel 4.8 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof distribusi Log Normal

Log Xi	n	P(x)	P(x<)	$K0 = (Log Xi - Log Xr)/S$	P'(x)	P'(x<)	D
K.1	K.2	K.3 = K.2/(n+1)	K.4 = 1-K.3	K.5 = (K.1-Log Xr)/S	K.6 = 1-K.7	K.7 = (nilai pd. tabel 2.5)	K.8 = K.7-K.4
2.1492	1	0.067	0.933	1.649	0.0505	0.9495	0.016
2.0719	2	0.133	0.867	0.926	0.1788	0.8212	-0.045
2.0719	3	0.200	0.800	0.926	0.1788	0.8212	0.021
2.0569	4	0.267	0.733	0.786	0.2177	0.7823	0.049
2.0414	5	0.333	0.667	0.640	0.2611	0.7389	0.072
2.0086	6	0.400	0.600	0.334	0.3761	0.6239	0.024
2.0000	7	0.467	0.533	0.253	0.4013	0.5987	0.065
2.0000	8	0.533	0.467	0.253	0.4013	0.5987	0.132
1.9542	9	0.600	0.400	-0.175	0.9599	0.0401	-0.360
1.9294	10	0.667	0.333	-0.407	0.6554	0.3446	0.011
1.8633	11	0.733	0.267	-1.026	0.8464	0.1536	-0.113
1.8513	12	0.800	0.200	-1.139	0.8708	0.1292	-0.071
1.8451	13	0.867	0.133	-1.196	0.8830	0.117	-0.016
1.7782	14	0.933	0.067	-1.823	0.9656	0.0344	-0.032

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan nilai D menunjukkan nilai D maksimum = 0.132. Karena nilai D maksimum lebih kecil daripada nilai Do = 0.354 (Dmax = 0.132 < Do = 0.354) maka distribusi yang diperoleh dapat diterima untuk menghitung distribusi peluang curah hujan perencanaan embung Guworejo.

4.3.2 Distribusi Pearson Tipe III

Seperti halnya melakukan perhitungan dengan distribusi lainnya, perhitungan Distribusi Pearson Tipe III diawali dengan menghitung nilai rata-rata dari data curah hujan untuk menentukan parameter-parameter statistiknya. Tabel 4.9 berikut ini menyajikan hasil

perhitungan nilai rata-rata dan nilai parameter-parameter statistik dari distribusi Pearson Tipe III.

Tabel 4.9 *Perhitungan nilai parameter statistik distribusi Pearson Tipe III*

No	Rurut	$R - \bar{R}$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	141	44.42857	1973.90	87697.47	3896273.15
2	118	21.42857	459.18	9839.65	210849.65
3	118	21.42857	459.18	9839.65	210849.65
4	114	17.42857	303.76	5294.02	92267.16
5	110	13.42857	180.33	2421.53	32517.66
6	102	5.428571	29.47	159.98	868.44
7	100	3.428571	11.76	40.30	138.18
8	100	3.428571	11.76	40.30	138.18
9	90	-6.57143	43.18	-283.78	1864.83
10	85	-11.5714	133.90	-1549.39	17928.66
11	73	-23.5714	555.61	-13096.57	308704.97
12	71	-25.5714	653.90	-16721.10	427582.54
13	70	-26.5714	706.04	-18760.51	498493.63
14	60	-36.5714	1337.47	-48913.17	1788824.36
Jumlah	1352		6859.43	16008.37	7487301.07
\bar{R}	96.57				

(Sumber : Perhitungan)

Sehingga hasil perhitungan nilai parameter statistik distribusi Pearson Tipe III adalah sebagai berikut ini.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) dihitung menggunakan persamaan 2.3, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{6859,43}{14 - 1}} = 22,971$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) dihitung menggunakan persamaan 2.4, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cv = \frac{22,971}{96,57} = 0,238$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) dihitung menggunakan persamaan 2.5, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Cs = \frac{16008.37 \times 14}{13 \times 12 \times 22,971} = 0,119$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*) dihitung menggunakan persamaan 2.6, dan didapatkan hasil seperti berikut :

$$Ck = \frac{7487301.07 \times 14^2}{13 \times 12 \times 11 \times 0,11^4} = 22,971$$

4.3.2.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

Langkah-langkah perhitungan uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan nilai tertinggi adalah 141 mm pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 60 mm pada tahun 2009.
2. Dalam perhitungan analisa ini didapatkan data curah hujan selama 10 tahun dari satu stasiun penakar hujan, sehingga:

$$\text{Jumlah data (N)} = 14$$

$$\text{Jumlah kelas (K)} = 1 + 3,22 \log N$$

$$= 1 + 3,22 \log 14$$

$$= 4,69 \text{ dibulatkan } 5$$

$$\text{Peluang interval (P)} = 1/K = 1/5 = 0,2$$

Sehingga,

- Sub grup I $= X \leq 0,20$

- Sub grup II $= 0,20 \leq X \leq 0,40$

- Sub grup III $= 0,40 \leq X \leq 0,60$

- Sub grup IV $= 0,60 \leq X \leq 0,80$

- Sub grup V $= X \geq 0,80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Pearson Tipe III adalah persamaan 2.7, yaitu:

$$X_t = \bar{X} + k.S$$

Dari hasil perhitungan parameter statistik Distribusi Pearson III, diperoleh nilai-nilai seperti berikut ini.

$$\bar{R} = 96,57 \text{ mm}$$

$$S_d = 22,97$$

Sehingga, persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$X_t = 96,57 + 22,97 k \dots \dots \dots (4.2)$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 4.6 Nilai Variabel Reduksi Gauss.

Persamaan 4.2 digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

- Sub grup I $= X \leq 0,20$
 Untuk X $= 0,20$
 $X_t = 96,57 + (22,97 \times 0,84) = 115,87$
- Sub grup II $= 0,20 < X \leq 0,40$
 Untuk X $= 0,40$
 $X_t = 96,57 + (22,97 \times 0,25) = 102,31$
- Sub grup III $= 0,40 < X \leq 0,60$
 Untuk X $= 0,60$
 $X_t = 96,57 + (22,97 \times -0,25) = 90,83$
- Sub grup IV $= 0,60 < X \leq 0,80$
 Untuk X $= 0,80$
 $X_t = 96,57 + (22,97 \times -0,84) = 77,28$

Sehingga didapatkan interval-interval seperti berikut.

- Sub group I : $X \leq 77,28$
- Sub group II : $77,29 < X \leq 90,83$
- Sub group III : $90,84 < X \leq 102,31$
- Sub group IV : $102,32 < X \leq 115,87$
- Sub group V : $X > 115,87$

3. Selanjutnya dapat disusun perhitungan seperti ditunjukkan pada tabel 4.10 berikut ini.

Tabel 4.10 *Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Type III*

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	χ^2
		O_i	E_i		
1	X \leq 77.28	4	2.8	1.44	0.5143
2	77.29 - 90.83	2	2.8	0.64	0.2286
3	90.84 - 102.31	3	2.8	0.04	0.0143
4	102.32 - 115.87	2	2.8	0.64	0.2286
5	X $>$ 115.87	3	2.8	0.04	0.0143
Jumlah		14	14		1.0000

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.10 didapat harga $\chi^2 = 1,000$ dan Derajat kebebasan yang diambil adalah : $Dk = 5 - 2 - 1 = 2$.

Derajat kepercayaan yang diambil untuk distribusi data – data yang ada sebesar 5 %. Berdasarkan tabel 2.3, maka nilai kritis untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5 % diperoleh nilai $\chi^2 = 5,991$. Dari perhitungan didapat kesimpulan bahwa $\chi^2 < \chi^2$ yaitu : $1,000 < 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Pearson Type III dapat diterima.

4.3.2.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Langkah-langkah perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan didapatkan nilai tertinggi adalah 141 mm pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 60 mm pada tahun 2009.
2. Mencari besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.

Misalkan untuk data hujan tahun 2001 dengan nilai logaritmik sebesar 141 m didapat :

m (peringkat / nomer rangking) = 1

n (jumlah data hujan) = 14

Dengan rumus peluang sebagai berikut dapat diketahui peluang data tersebut.

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(14+1)} = 0,067$$

3. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P(X<) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,067 = 0,933 \end{aligned}$$

4. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$f(t) = \frac{(Xi - Xr)}{S} = \frac{(141 - 96,57)}{22,971} = 1,934$$

Dimana :

$f(t)$ = Distribusi normal standar

X = Curah hujan

Xr = Curah hujan rata-rata

6. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel 2.5, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,934$ didapatkan nilai $P'(X<) = 0,9732$

Sehingga besarnya $P'(X)$:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X<) \\ &= 1 - 0,9732 \\ &= 0,0268 \end{aligned}$$

5. Mencari nilai D. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,0268 - 0,067 \\ &= 0,040 \end{aligned}$$

Dari semua nilai D tiap peluang yang didapat, diambil nilai Dmaks yang akan dibandingkan dengan nilai Do.

6. Berdasarkan tabel 2.4, dapat ditentukan harga D_0 dengan cara interpolasi. Dari hasil perhitungan interpolasi didapatkan D_0 sebesar 0,354. Hasil perhitungan tiap peluang disusun dalam tabel 4.11 berikut ini.

Tabel 4.11 Perhitungan Uji Smirnov Komogorof distribusi Pearson III

Log X_i	n	$P(x)$	$P(x^-)$	$f(x) = (X_i - X_r)/S$	$P'(x)$	$P'(x^-)$	D
K.1	K.2	$K.3 = K.2/(n+1)$	$K.4 = 1 - K.3$	$K.5 = (K.1 - X_r)/S$	$K.6 = 1 - K.7$	$K.7 = (\text{nilai pd. tabel 2.5})$	$K.8 = K.7 - K.4$
141	1	0.067	0.933	1.934	0.0268	0.9732	0.040
118	2	0.133	0.867	0.933	0.1762	0.8238	-0.043
118	3	0.200	0.800	0.933	0.1762	0.8238	0.024
114	4	0.267	0.733	0.759	0.2236	0.7764	0.043
110	5	0.333	0.667	0.585	0.2776	0.7224	0.056
102	6	0.400	0.600	0.236	0.4052	0.5948	-0.005
100	7	0.467	0.533	0.149	0.4404	0.5596	0.026
100	8	0.533	0.467	0.149	0.4404	0.5596	0.093
90	9	0.600	0.400	-0.286	0.6141	0.3859	-0.014
85	10	0.667	0.333	-0.504	0.6915	0.3085	-0.025
73	11	0.733	0.267	-1.026	0.8485	0.1515	-0.115
71	12	0.800	0.200	-1.113	0.8665	0.1335	-0.067
70	13	0.867	0.133	-1.157	0.877	0.123	-0.010
60	14	0.933	0.067	-1.592	0.9441	0.0559	-0.011

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan nilai D menunjukkan nilai D maksimum = 0,093. Karena nilai D maksimum lebih kecil daripada nilai $D_0 = 0,354$ ($D_{\max} = 0,093 < D_0 = 0,354$) maka distribusi yang diperoleh dapat diterima untuk menghitung distribusi peluang curah hujan perencanaan embung Guworejo.

4.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . perhitungan distribusi Log Pearson Tipe III diawali dengan menghitung nilai rata-rata dari data curah hujan untuk menentukan parameter-parameter statistiknya. Tabel 4.12 berikut ini menyajikan hasil perhitungan nilai

rata-rata dan nilai parameter-parameter statistik dari distribusi Log Pearson Tipe III.

Tabel 4.12 *Perhitungan nilai parameter statistik distribusi Log Pearson Tipe III*

No	LogRurut	$\text{Log}R - \text{Log}\bar{R}$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^2$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^3$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^4$
1	2.1492	0.1763	0.0311	0.0055	0.0010
2	2.0719	0.0989	0.0098	0.0010	0.0001
3	2.0719	0.0989	0.0098	0.0010	0.0001
4	2.0569	0.0839	0.0070	0.0006	0.0000
5	2.0414	0.0684	0.0047	0.0003	0.0000
6	2.0086	0.0356	0.0013	0.0000	0.0000
7	2.0000	0.0270	0.0007	0.0000	0.0000
8	2.0000	0.0270	0.0007	0.0000	0.0000
9	1.9542	-0.0187	0.0004	0.0000	0.0000
10	1.9294	-0.0435	0.0019	-0.0001	0.0000
11	1.8633	-0.1096	0.0120	-0.0013	0.0001
12	1.8513	-0.1217	0.0148	-0.0018	0.0002
13	1.8451	-0.1279	0.0163	-0.0021	0.0003
14	1.7782	-0.1948	0.0379	-0.0074	0.0014
Jumlah	27.6214		0.1485	-0.0043	0.0033
logR	1.9730				

(Sumber : perhitungan)

4.3.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

Langkah-langkah perhitungan uji Chi Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan nilai logaritmik tertinggi adalah 2.1492 pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 1.7782 pada tahun 2009.
2. Dalam perhitungan analisa ini didapatkan data curah hujan selama 14 tahun dari satu stasiun penakar hujan, sehingga:

$$\text{Jumlah data (N)} = 14$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kelas (K)} &= 1 + 3,22 \log N \\ &= 1 + 3,22 \log 10 \\ &= 4,69 \text{ dibulatkan } 5 \end{aligned}$$

$$\text{Peluang interval (P)} = 1/K = 1/5 = 0,2$$

Sehingga didapatkan interval-interval seperti berikut ini.

- Sub grup I $= X \leq 0,20$
- Sub grup II $= 0,20 \leq X \leq 0,40$
- Sub grup III $= 0,40 \leq X \leq 0,60$
- Sub grup IV $= 0,60 \leq X \leq 0,80$
- Sub grup V $= X \geq 0,80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Log Normal adalah persamaan berikut ini.

$$\text{Log } Xt = \overline{\text{Log } X} + k.S \text{ Log } X$$

Dari hasil perhitungan parameter statistik Distribusi Log Normal, diperoleh nilai-nilai seperti berikut ini.

$$\overline{\log R} = 1,973$$

$$S \log R = 0,107$$

Sehingga, persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$Xt = 1,973 + 0,107 k \dots \dots \dots (4.3)$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 4.6 Nilai Variabel Reduksi Gauss.

Persamaan 4.3 digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

- Sub grup I $= X \leq 0,20$
Untuk X $= 0,20$
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times 0,84) = 2,0629$
- Sub grup II $= 0,20 < X \leq 0,40$
Untuk X $= 0,40$
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times 0,25) = 1,9998$
- Sub grup III $= 0,40 < X \leq 0,60$
Untuk X $= 0,60$
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times -0,25) = 1,9463$
- Sub grup IV $= 0,60 < X \leq 0,80$
Untuk X $= 0,80$
 $Xt = 1,973 + (0,107 \times -0,84) = 1,8831$

Sehingga didapatkan interval-interval seperti berikut ini.

Sub group I : $X \leq 1,8831$

Sub group II : $1,8832 < X \leq 1,9463$

Sub group III : $1,9464 < X \leq 1,9998$

Sub group IV : $1,9999 < X \leq 2,0629$

Sub group V : $X > 2,06$

3. Selanjutnya dapat disusun perhitungan seperti ditunjukkan pada tabel 4.13 berikut ini.

Tabel 4.13 *Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Type III*

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	χ^2
		O_i	E_i		
1	$X \leq 1.8831$	4	2.8	1.44	0.5143
2	$1.8832 - 1.9463$	1	2.8	3.24	1.1571
3	$1.9464 - 1.9998$	1	2.8	3.24	1.1571
4	$1.9999 - 2.0629$	5	2.8	4.84	1.7286
5	$X > 2.0629$	3	2.8	0.04	0.0143
Jumlah		14	14		4.5714

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel 4.13 didapat harga $\chi^2 = 4,5714$ dan Derajat kebebasan yang diambil adalah : $Dk = 5 - 2 - 1 = 2$.

Derajat kepercayaan yang diambil untuk distribusi data – data yang ada sebesar 5 %. Berdasarkan tabel 2.3, maka nilai kritis untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5 % diperoleh nilai $\chi^2 = 5,991$. Dari perhitungan didapat kesimpulan bahwa $\chi^2 < \chi^2$ yaitu : $4,5714 < 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Log Normal dapat diterima.

4.3.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Langkah-langkah perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Dari data hujan yang telah diurutkan didapatkan didapatkan nilai logaritmik tertinggi adalah 2,1492 pada tahun 2001 dan nilai terendah adalah 1,7782 pada tahun 2009.

2. Mencari besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.

Misalkan untuk data hujan tahun 2001 dengan nilai logaritmik sebesar 2,1492 didapat :

$$m \text{ (peringkat / nomer rangking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 14$$

Dengan rumus peluang sebagai berikut dapat diketahui peluang data tersebut.

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(14+1)} = 0,067$$

3. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$P(X<) = 1 - P(X)$$

$$= 1 - 0,067 = 0,933$$

4. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$f(t) = \frac{(\text{Log} X_i - \text{Log} X_r)}{S} = \frac{(2,1942 - 1,973)}{0,11} = 1,649$$

Dimana :

$f(t)$ = Distribusi normal standar

X = Curah hujan

X_r = Curah hujan rata-rata

7. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel 2.5, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,649$ didapatkan nilai

$$P'(X<) = 0,9495$$

Sehingga besarnya $P'(X)$:

$$P'(X) = 1 - P'(X<)$$

$$= 1 - 0,9495$$

$$= 0,0505$$

5. Mencari nilai D. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X) - P(X)$$

$$= 0,0505 - 0,067$$

$$= 0,016$$

Dari semua nilai D tiap peluang yang didapat, diambil nilai Dmaks yang akan dibandingkan dengan nilai Do.

6. Berdasarkan tabel 2.4, dapat ditentukan harga Do dengan cara interpolasi. Dari hasil perhitungan interpolasi didapatkan Do sebesar 0,354.

Hasil perhitungan tiap peluang disusun dalam tabel 4.14 berikut ini.

Tabel 4.14 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof distribusi Log Pearson III

Log Xi	n	P(x)	P(x<)	K(0-(Log Xi -Log Xr)/S	P'(x)	P'(x<)	D
K.1	K.2	K.3 = K.2/(n+1)	K.4 = 1-K.3	K.5 = (K.1-Log Xr)/S	K.6 = 1-K.7	K.7 = (nilai pd. tabel 2.5	K.8 = K.7-K.4
2.1492	1	0.067	0.933	1.649	0.0505	0.9495	0.016
2.0719	2	0.133	0.867	0.926	0.1788	0.8212	-0.045
2.0719	3	0.200	0.800	0.926	0.1788	0.8212	0.021
2.0569	4	0.267	0.733	0.786	0.2177	0.7823	0.049
2.0414	5	0.333	0.667	0.640	0.2611	0.7389	0.072
2.0086	6	0.400	0.600	0.334	0.3761	0.6239	0.024
2.0000	7	0.467	0.533	0.253	0.4013	0.5987	0.065
2.0000	8	0.533	0.467	0.253	0.4013	0.5987	0.132
1.9542	9	0.600	0.400	-0.175	0.9599	0.0401	-0.360
1.9294	10	0.667	0.333	-0.407	0.6554	0.3446	0.011
1.8633	11	0.733	0.267	-1.026	0.8464	0.1536	-0.113
1.8513	12	0.800	0.200	-1.139	0.8708	0.1292	-0.071
1.8451	13	0.867	0.133	-1.196	0.8830	0.117	-0.016
1.7782	14	0.933	0.067	-1.823	0.9656	0.0344	-0.032

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan nilai D menunjukkan nilai D maksimum = 0,132. Karena nilai D maksimum lebih kecil daripada nilai Do = 0,354 (Dmax = 0,132 < Do = 0,354) maka distribusi yang diperoleh dapat diterima untuk menghitung distribusi peluang curah hujan perencanaan embung Guworejo.

Dari perhitungan uji kecocokan distribusi dengan metode Chi-Kuadrat dan metode Smirnov-Kolmogorov didapatkan hasil seperti berikut ini.

Tabel 4.15 *Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi*

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket.	Smirnov-Kolmogorov		Ket.
	χ_h^2	χ^2		D_{maks}	D_o	
Log Normal	4.5714	5.991	Diterima	0.132	0.354	Diterima
Pearson Tipe III	1.000	5.991	Diterima	0.093	0.354	Diterima
Log Pearson Tipe III	4.5714	5.991	Diterima	0.132	0.354	Diterima

(Sumber : Perhitungan)

Ketiga distribusi yang digunakan yaitu distribusi Log Normal, Person Tipe III dan Log Pearson Tipe III semuanya memenuhi uji kecocokan distribusi baik dengan metode *Chi-Square* maupun Smirnov-Kolmogorov. Tetapi akan dipilih satu distribusi yaitu Distribusi Pearson Tipe III untuk melakukan perhitungan selanjutnya (perhitungan curah hujan rencana) karena hasil uji kecocokan dari distribusi ini menunjukkan nilai yang lebih jauh dari nilai batas yang diijinkan.

4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Berdasarkan kesimpulan dari hasil uji kecocokan distribusi, maka perhitungan curah hujan rencana dilakukan dengan menggunakan Distribusi Pearson Tipe III. Sehingga, persamaan yang akan digunakan adalah persamaan 4.2 yaitu :

$$X_t = 96,57 + 22,97 k$$

Dimana :

X_t = Curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu (mm)

k = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi C_s dan Probabilitas kejadian (Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III)

Dengan nilai $C_s = 0.112$, maka dapat ditentukan nilai k dari hasil pembacaan tabel 2.1 dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulang.

Misalkan perhitungan curah hujan R_{24} maksimum untuk periode selama 25 tahun, diketahui :

- $\bar{R} = 96,57$ mm
- $S_d = 22,97$
- Nilai k dengan harga $C_s = 0,112$ untuk periode ulang 25 tahun didapat dari interpolasi dari tabel nilai 2.1 dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\frac{(0,2 - 0,1)}{(0,2 - 0,112)} = \frac{(1,818 - 1,785)}{(1,818 - k)}$$

$$k = 1,789$$

- Sehingga, R_{24} maksimum untuk periode selama 25 tahun adalah :
 $R_{25} = 96,57 + (22,97 \times 1,789) = 137,66$ mm

Perhitungan hujan rencana setiap periode secara lengkap dapat dilihat pada tabel 4.16 berikut ini.

Tabel 4.16 *Perhitungan Hujan Rencana dengan Distribusi Person Tipe III*

No	Periode Ulang (T)	Curah Hujan Rata-Rata (R)	Faktor Distribusi (k)	Sd	Curah Hujan Rencana (Rt)
	tahun	Mm			mm
1	2	96.57	-0.019	22.97	96.14
2	5	96.57	0.835	22.97	115.76
3	10	96.57	1.293	22.97	126.27
4	25	96.57	1.789	22.97	137.66
5	50	96.57	2.113	22.97	145.11
6	100	96.57	2.409	22.97	151.90

(Sumber : Perhitungan)

4.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Indonesia merupakan negara dengan iklim tropis yang terdiri dari dua musim yaitu musim kemarau dan musim penghujan. Distribusi hujan yang sering terjadi di Indonesia dengan hujan terpusat 5 jam.

Perhitungan rata – rata hujan (Rt) sampai jam ke t adalah:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t r} \left(\frac{t r}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(4.7)$$

Dimana :

$\overline{R_t}$ = Rata – rata hujan pada jam ke – 1 (mm)

t = Waktu lamanya hujan (jam)

t_r = Lamanya hujan terpusat (jam)

R₂₄ = Curah hujan harian efektif (mm)

- Jam ke-1

$$R_{t_1} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585 \times R_{24}$$

- Jam ke-2

$$Rt_2 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368xR_{24}$$

- Jam ke-3

$$Rt_3 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281xR_{24}$$

- Jam ke-4

$$Rt_4 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232xR_{24}$$

- Jam ke-5

$$Rt_5 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,200xR_{24}$$

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$Rt' = t \times Rt - [(t - 1) \times R_{(t-1)}] \dots \dots \dots (4.8)$$

Dimana :

Rt' = Curah hujan jam ke - t

Rt = Rata-rata hujan sampai jam ke - t

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke - t

$R_{(t-1)}$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

Maka :

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 = 0,584 R_{24}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 2 \times R_2 - (2-1) \times R_{(2-1)} \\ &= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,152 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_3 &= 3 \times R_3 - (3-1) \times R_{(3-1)} \\ &= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_4 &= 4 \times R_4 - (4-1) \times R_{(4-1)} \\ &= 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_5 &= 5 \times R_5 - (5-1) \times R_{(5-1)} \\
 &= 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}
 \end{aligned}$$

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai. Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots(4.6)$$

dimana:

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada Tabel 4.17 yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2003) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 4.17 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 - 0.75
Dataran pertanian	0.45 - 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 - 0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 - 0.75

(Sumber: Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

Dari hasil peninjauan lokasi di lapangan, koefisien pengaliran DAS Embung Guworejo diasumsikan sebesar 0.75 dengan detail perhitungan seperti berikut.

Tabel 4.18 *Koefisien Pengaliran DAS Guworejo*

Kondisi Das	C	Luas lahan (A) Km ²	C tot =C * (A / Atot)
Dataran pertanian	0.6	1	0.318
Sungai di pegunungan	0.85	0.6	0.232
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.75	0.6	0.205
C tot			0.75

Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel 4.19 berikut ini.

Tabel 4.19 *Curah Hujan Efektif Periode Ulang*

No.	Periode Ulang (tahun)	Rt (mm)	C	Reff (mm)
1	2	3	4	5=3*4
1	2	96.18	0.75	72.14
2	5	115.77	0.75	86.83
3	10	126.25	0.75	94.69
4	25	137.57	0.75	103.18
5	50	144.97	0.75	108.73
6	100	151.70	0.75	113.78

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan di atas, dapat dicari distribusi curah hujan efektif tiap jam, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 *Perhitungan Curah Hujan Efektif Tiap Jam*

Periode Ulang (tahun)	R eff (mm)	Jam ke -				
		0 -1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.584R₂₄	0.151R₂₄	0.107R₂₄	0.085R₂₄	0.072R₂₄
2	72.14	42.13	10.89	7.72	6.13	0.14
5	86.83	50.71	13.11	9.29	7.38	0.36
10	94.69	55.30	14.30	10.13	8.05	0.72
25	103.18	60.26	15.58	11.04	8.77	1.80

Periode Ulang (tahun)	R eff (mm)	Jam ke -				
		0 -1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.584R ₂₄	0.151R ₂₄	0.107R ₂₄	0.085R ₂₄	0.072R ₂₄
50	108.73	63.50	16.42	11.63	9.24	3.60
100	113.78	66.44	17.18	12.17	9.67	7.20

(Sumber : Perhitungan)

4.6 Perhitungan Hidrograf

Pada sungai - sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Perhitungan hidrograf satuan pada Embung Guworejo ini dilakukan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu dengan karakteristik DAS sebagai berikut.

- Luas DAS (A) = 2,22 km²
- Panjang sungai (L) = 1,87 km
- R₀ = 1 mm
- tg = 0,21 L^{0,7} (L < 15 km)
= 0,325 jam
- tr = (0,5 sd. 1) tg
= 1 x 0,325
= 0,325 jam
- T_p = tg + 0,8 tr
= 0,325 + (0,8 x 0,325)
= 1,125 jam
- $\alpha = \frac{0,47(A \cdot L)^{0,25}}{tg}$
= $\frac{0,47(2,2 \times 1,87)^{0,25}}{0,325}$
= 2,061

- $T_{0,3} = \alpha \cdot t_g$
 $= 2,061 \times 0,325$
 $= 0,671 \text{ jam}$
- $Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6 (0,3 \times T_p \times T_{0,3})}$
 $= \frac{2,2 \times 1}{3,6 (0,3 \times 1,125 \times 0,671)}$
 $= 0,611 \text{ m}^3/\text{dt}$

Ordinat hidrograf dihitung pada tabel-tabel berikut ini.

Tabel 4.21 *Ordinat Hidrograf Waktu Naik*
 $[0 < t < T_p = 0 < t < 1.13 \text{ jam}]$

t (jam)	$(t / T_p)^{2.4}$	Qa (m ³ /dtk)
0	0.0000	0.0000
0.25	0.0270	0.0165
0.5	0.1427	0.0872
0.75	0.3775	0.2308
1	0.7530	0.4604

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.22 *Ordinat Hidrograf Waktu Turun*
 $[T_p < t < (T_p + T_{0.3}) = 1.13 \text{ jam} < t < 1.80 \text{ jam}]$

t (jam)	$0.3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0.3}} \right)$	Qd (m ³ /dtk)
1.25	0.800	0.489
1.5	0.511	0.312
1.75	0.326	0.199

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.23 *Ordinat Hidrograf Waktu Turun*
 $[(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = 1.80 \text{ jam} < t < 2.80 \text{ jam}]$

t (jam)	$0.3 \left[\frac{t - T_p + 0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}} \right]$	Qd (m³/dtk)
2	0.235	0.144
2.25	0.174	0.107
2.5	0.129	0.079
2.75	0.096	0.059

(Sumber : Perhitungan)

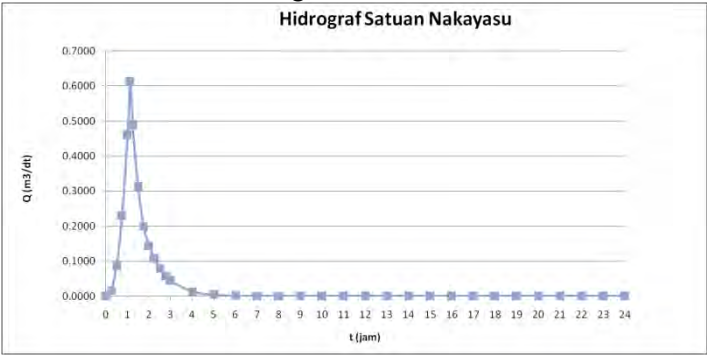
Tabel 4.24 *Ordinat Hidrograf Waktu Turun*
 $[t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}) = t > 2.80 \text{ jam}]$

t (jam)	$0.3 \left[\frac{t - T_p + 0.5T_{0.3}}{2T_{0.3}} \right]$	Qd (m³/dtk)
3	0.071	0.043
4	0.021	0.013
5	0.006	0.004
6	0.002	0.001
7	0.001	0.000
8	0.000	0.000
9	0.000	0.000
10	0.000	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
13	0.000	0.000
14	0.000	0.000
15	0.000	0.000
16	0.000	0.000
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000

t (jam)	$\left(\frac{t - T_p + 0.5T_{0.3}}{2T_{0.3}} \right)$	Qd (m ³ /dtk)
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000

(Sumber : Perhitungan)

Dari hasil perhitungan di atas, dapat digambarkan grafik hidrograf satuan Nakayasu dengan waktu sebagai absis dan debit sebagai ordinat.



Grafik 4.1 Hidrograf Satuan Nakayasu

4.7 Perhitungan Debit

Perhitungan debit banjir periode ulang 25 tahun dengan metode Nakayasu adalah sebagai berikut.

Tabel 4.25 Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	UH	Reff 60.297 0 - 1 jam	Reff 15.591 1 - 2 jam	Reff 11.048 2 - 3 jam	Reff 8.776 3 - 4 jam	Reff 1.800 4 - 5 jam	Q (m3/dt)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0.000	0.000					0.000
0.25	0.017	0.997	0.000				0.997
0.5	0.087	5.260	0.258	0.000			5.518

t (jam)	UH	Reff 60.297 0 - 1 jam	Reff 15.591 1 - 2 jam	Reff 11.048 2 - 3 jam	Reff 8.776 3 - 4 jam	Reff 1.800 4 - 5 jam	Q (m3/dt)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.75	0.231	13.919	1.360	0.183	0.000		15.462
1	0.460	27.763	3.599	0.964	0.145	0.000	32.470
1.12	0.611	36.869	7.178	2.550	0.766	0.030	47.393
1.25	0.489	29.485	9.533	5.087	2.026	0.157	46.288
1.5	0.312	18.826	7.624	6.755	4.041	0.416	37.661
1.75	0.199	12.020	4.868	5.402	5.366	0.829	28.485
2	0.144	8.669	3.108	3.449	4.292	1.101	20.618
2.25	0.107	6.428	2.241	2.202	2.740	0.880	14.492
2.5	0.079	4.766	1.662	1.588	1.750	0.562	10.328
2.75	0.059	3.534	1.232	1.178	1.262	0.359	7.565
3	0.043	2.620	0.914	0.873	0.936	0.259	5.602
4	0.013	0.792	0.678	0.648	0.694	0.192	3.003
5	0.004	0.239	0.205	0.480	0.514	0.142	1.581
6	0.001	0.072	0.062	0.145	0.381	0.105	0.766
7	0.000	0.022	0.019	0.044	0.115	0.078	0.278
8	0.000	0.007	0.006	0.013	0.035	0.024	0.084
9	0.000	0.002	0.002	0.004	0.011	0.007	0.025
10	0.000	0.001	0.001	0.001	0.003	0.002	0.008
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.25 diperoleh dari perhitungan hidrograf satuan Nakayasu pada tabel 4.21 sampai dengan tabel 4.24. Kolom 1 diperoleh dari waktu ordinat hidrograf Nakayasu. Kolom 2 diperoleh dari hasil hitungan Q ordinat hidrograf Nakayasu diurut sesuai dengan waktu masing-masing. Kolom 3 dihitung dari $Q_{rencana}$ akibat hujan netto dikalikan dengan kolom 2 begitu juga untuk kolom 4, 5, 6, dan 7 sama dengan kolom 3. Untuk kolom 8, Q diperoleh dari penjumlahan kolom 3, 4, 5, 6, dan 7 secara horisontal.

Dari tabel perhitungan unit hidrograf, selanjutnya dibuat grafik unit hidrograf (Grafik 4.2). Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 25 tahun adalah $47.393 \text{ m}^3/\text{dtk}$.



Grafik 4.2 Hidrograf Periode Ulang 25 Tahun

4.8 Analisa Kebutuhan Air

4.8.1 Perhitungan Proyeksi Penduduk

Kebutuhan air penduduk dihitung berdasarkan jumlah penduduk sesuai dengan umur rencana Embung, yaitu 25 tahun. Untuk itu harus dilakukan proyeksi jumlah penduduk sesuai dengan umur rencana Embung.

Guworejo. Dari data yang ada, jumlah penduduk Desa Tarokan pada tahun 2014 adalah sebanyak 12984 jiwa dan besarnya pertumbuhan penduduk rata-rata sebesar 0.53%. Metode yang digunakan dalam proyeksi pertumbuhan penduduk ini adalah metode Linear Geometri seperti pada rumus (2.21). Hasil perhitungan proyeksi penduduk Desa Tarokan untuk 25 tahun mendatang dengan metode Linear Geometri adalah sebagai berikut seperti pada tabel 4.26.

Tabel 4.26 *Proyeksi jumlah penduduk 25 tahun mendatang*

No	Tahun	Jumlah Penduduk (jiwa)
1	2014	12984
2	2015	13122
3	2016	13192
4	2017	13262
5	2018	13332
6	2019	13403
7	2020	13474
8	2021	13545
9	2022	13617
10	2023	13689
11	2024	13762
12	2025	13835
13	2026	13908
14	2027	13982
15	2028	14056
16	2029	14130
17	2030	14205
18	2031	14281
19	2032	14356
20	2033	14432
21	2034	14509

No	Tahun	Jumlah Penduduk (jiwa)
22	2035	14586
23	2036	14663
24	2037	14741
25	2038	14819

(Sumber : Perhitungan)

4.8.2 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih

Kebutuhan air penduduk didasarkan pada acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum seperti pada tabel 2.6, sehingga direncanakan kebutuhan air penduduk sebesar 100 liter/orang/hari dengan proyeksi sebesar 25 tahun yang akan datang sesuai dengan umur rencana Embung.

Tabel 4.27 Kebutuhan Air

No.	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk (Jiwa)	Kebutuhan Air per Orang (lt/hr/org)	Kebutuhan Air domestik (lt/dtk)	Kehilangan Air 20 % (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (m3/hr)
1	2	3	4	5 = 3*4/(24*3600)	6 = 20%*5	7 = 5+6	8 = (7/1000)*24*3600
1	2014	12984	100	15.028	3.006	18.033	1558.08
2	2015	13122	100	15.188	3.038	18.225	1574.64
3	2016	13192	100	15.269	3.054	18.322	1583.04
4	2017	13262	100	15.350	3.070	18.419	1591.44
5	2018	13332	100	15.431	3.086	18.517	1599.84
6	2019	13403	100	15.513	3.103	18.615	1608.36
7	2020	13474	100	15.595	3.119	18.714	1616.88
8	2021	13545	100	15.677	3.135	18.813	1625.40
9	2022	13617	100	15.760	3.152	18.913	1634.04
10	2023	13689	100	15.844	3.169	19.013	1642.68
11	2024	13762	100	15.928	3.186	19.114	1651.44
12	2025	13835	100	16.013	3.203	19.215	1660.20
13	2026	13908	100	16.097	3.219	19.317	1668.96
14	2027	13982	100	16.183	3.237	19.419	1677.84
15	2028	14056	100	16.269	3.254	19.522	1686.72
16	2029	14130	100	16.354	3.271	19.625	1695.60

No.	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk (Jiwa)	Kebutuhan Air per Orang (lt/hr/org)	Kebutuhan Air domestik (lt/dtk)	Kehilangan Air 20 % (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (m ³ /hr)
17	2030	14205	100	16.441	3.288	19.729	1704.60
18	2031	14281	100	16.529	3.306	19.835	1713.72
19	2032	14356	100	16.616	3.323	19.939	1722.72
20	2033	14432	100	16.704	3.341	20.044	1731.84
21	2034	14509	100	16.793	3.359	20.151	1741.08
22	2035	14586	100	16.882	3.376	20.258	1750.32
23	2036	14663	100	16.971	3.394	20.365	1759.56
24	2037	14741	100	17.061	3.412	20.474	1768.92
25	2038	14819	100	17.152	3.430	20.582	1778.28

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan pada tabel 4.27 di atas dapat disimpulkan bahwa kebutuhan penduduk desa Tarokan pada tahun 2038 adalah sebesar 1778,28 m³/hari.

4.9 Perhitungan Evaporasi

Evaporasi adalah peristiwa berubahnya air menjadi uap dan bergerak dari permukaan tanah dan permukaan air ke udara. Faktor-faktor yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfir), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari dan lain-lain yang saling berhubungan satu dengan yang lain.

Untuk memprediksi kondisi iklim di areal proyek didasarkan pada data iklim dari stasiun klimatologi terdekat, yang merupakan stasiun klimatologi dengan parameter-parameter data yang tercatat cukup lengkap, meliputi temperatur, kelembaban udara relatif, radiasi matahari, dan kecepatan angin. Data Klimatologi yang digunakan berasal dari stasiun PG. Ngadirejo Kediri, data yang digunakan analisa mulai tahun 2007 sampai 2011 dan rerata dari semua komponen klimatologi yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.28 *Data Klimatologi PG. Ngadirejo Kediri*

No	Uraian	Notasi	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	Suhu Udara	ta	°C	26.30	24.96	26.62	26.80	26.60	25.40	24.90	24.24	25.70	25.76	26.08	26.28
2	Kelembaban	RH	%	83.00	86.40	85.80	86.00	84.00	82.20	84.20	76.00	78.40	78.80	82.20	83.20
3	Kecepatan Angin	u	m/dtk	3.21	3.70	2.82	2.69	2.56	2.56	3.92	3.98	4.69	4.44	3.23	3.23

(Sumber : BBWS Brantas)

Evaporasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penman seperti pada (2.22). Contoh perhitungan evaporasi adalah sebagai berikut.

Data bulan Januari:

- Temperatur udara sebesar 26,30° C
Sehingga, berdasarkan interpolasi dari pembacaan Tabel 4.26 menunjukkan bahwa besarnya tekanan uap jenuh (e_a) pada temperatur udara 26.30° C adalah sebesar 26,57 mm/Hg.
- Kecepatan angin (V) sebesar 36.70 km/jam atau setara dengan $= 36.70 \times 0.621 \times 24 = 47,84$ mil/hari.

- Kelembaban 83,00 %.
Besarnya tekanan uap sebenarnya dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} e_d &= e_a \times \text{RH} \\ &= 26,57 \times 83,00\% \\ &= 22.05 \text{ mm/Hg} \end{aligned}$$

- Besarnya evaporasi dihitung dengan berdasarkan rumus 2.22 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} E &= 0,35 (26,57 - 28,14) \left(1 + \frac{47,84}{100}\right) \\ &= 2,37 \text{ mm/hari} \\ &= 0,070 \text{ m/bulan} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan evaporasi selengkapya dapat dilihat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 *Perhitungan Evaporasi*

No.	Bulan	Temperatur Udara	Kelembaban	Kecepatan Angin	Kecepatan Angin	e_a	e_d	E	E
		(°C)	(%)	(km/jam)	(mil/hari)	(mmHg)	(mmHg)	(mm/hari)	(m/bln)
1	Jan	26.30	83.00	3.21	47.84	26.57	22.05	2.337	0.070
2	Feb	24.96	86.40	3.70	55.14	24.65	21.30	1.820	0.055
3	Mar	26.62	85.80	2.82	42.03	27.02	23.19	1.908	0.057
4	Apr	26.80	86.00	2.69	40.09	27.28	23.46	1.873	0.056
5	May	26.60	84.00	2.56	38.15	26.99	22.68	2.088	0.063
6	Jun	25.40	82.20	2.56	38.15	25.28	20.78	2.176	0.065
7	Jul	24.90	84.20	3.92	58.42	24.56	20.68	2.152	0.065
8	Aug	24.24	76.00	3.98	59.32	23.62	17.95	3.161	0.095
9	Sep	25.70	78.40	4.69	69.90	25.71	20.15	3.302	0.099
10	Oct	25.76	78.80	4.44	66.17	25.79	20.32	3.180	0.095
11	Nov	26.08	82.20	3.23	48.14	26.25	21.58	2.423	0.073
12	Dec	26.28	83.20	3.23	48.14	26.54	22.08	2.312	0.069

(Sumber : Perhitungan)

4.10 Analisa Volume Embung

4.10.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Untuk menghitung luas waduk dihitung berdasarkan luasan tiap elevasi atau kontur, kumulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan

lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata – rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan antara dua elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut.

Perhitungan luasan tiap elevasi dihitung menggunakan program AutoCAD 2011 dengan beda elevasi masing – masing kontur sebesar 1 m. Hasil perhitungan luas waduk pada masing – masing elevasi adalah sebagai berikut.

Tabel 4.30 *Perhitungan luas area tiap elevasi pada kontur*

No	Elevasi	Luas (F)
		(m ²)
1	+ 128.00	597.26
2	+ 129.00	1826.02
3	+ 130.00	3806.88
4	+ 131.00	7852.72
5	+ 132.00	12279.06
6	+ 133.00	19926.93
7	+ 134.00	27580.20
8	+ 135.00	35220.00
9	+ 136.00	42271.31
10	+ 137.00	55532.46
11	+ 138.00	67364.24
12	+ 139.00	77406.61
13	+ 140.00	88678.93

(Sumber : Perhitungan)

Contoh perhitungan volume antara kontur +128.00 dan +129.00 adalah sebagai berikut :

Dari tabel 4.30 di atas didapat :

$$F_{+128.00} = 597.26 \text{ m}^2$$

$$F_{129.00} = 1826.02 \text{ m}^2$$

Volume antara kontur +128.00 dan +129.00 dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V = \sum \left\{ \frac{1}{2} (F_i + F_{i+1}) X \right\} \dots\dots\dots (4.7)$$

V : Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan (m^3)

$F_{(i)}$: luas tampungan pada kontur ke – i (m^2)

$F_{(i+1)}$: luas tampungan pada kontur ke – (i+1) (m^2)

X : beda tinggi antara 2 kontur (m)

Sehingga volume antara kontur +128.00 dan +129.00 adalah :

$$V_{129} = \frac{1}{2} x (597.26 + 1826.02) x 1 = 1211.64 \text{ m}^3$$

Untuk perhitungan volume antara 2 kontur yang lain ditabelkan dalam tabel 4.31 sebagai berikut.

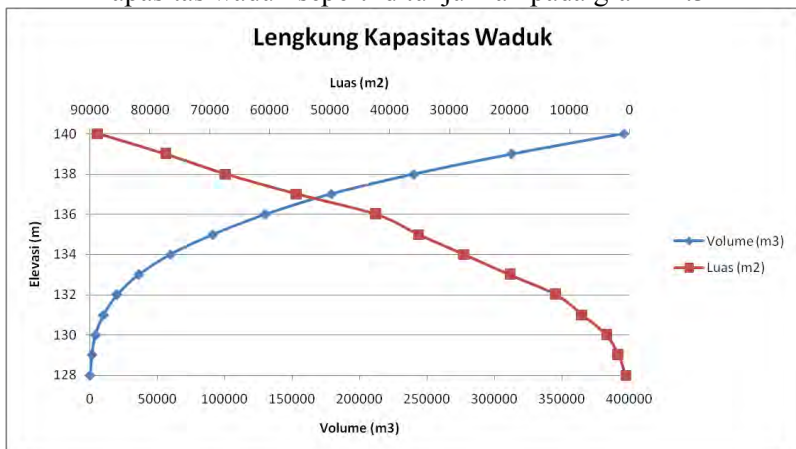
Tabel 4.31 Perhitungan volume tiap elevasi pada kontur

No	Elevasi	Luas (F)	F rata2	X	Volume (V)	V kumulatif
		(m2)	(m2)	(m)	(m3)	(m3)
1	+ 128	597.26				
			1211.64	1	1211.64	1211.64
2	+ 129	1826.02				
			2816.45	1	2816.45	4028.09
3	+ 130	3806.88				
			5829.80	1	5829.80	9857.88
4	+ 131	7852.72				
			10065.89	1	10065.89	19923.77
5	+ 132	12279.06				
			16102.99	1	16102.99	36026.76
6	+ 133	19926.93				
			23753.56	1	23753.56	59780.33
7	+ 134	27580.20				
			31400.10	1	31400.10	91180.43

No	Elevasi	Luas (F)	F rata2	X	Volume (V)	V kumulatif
		(m2)	(m2)	(m)	(m3)	(m3)
8	+ 135	35220.00	38745.66	1	38745.66	129926.09
9	+ 136	42271.31	48901.89	1	48901.89	178827.97
10	+ 137	55532.46	61448.35	1	61448.35	240276.32
11	+ 138	67364.24	72385.43	1	72385.43	312661.75
12	+ 139	77406.61	83042.77	1	83042.77	395704.52
13	+ 140	88678.93				

(Sumber : Perhitungan)

Dari hasil perhitungan luas dan volume tiap elevasi pada kontur, dapat digambar grafik lengkung kapasitas waduk seperti ditunjukkan pada grafik 4.3



Grafik 4.3 Lengkung Kapasitas Waduk

4.10.2 Perhitungan Kapasitas Mati

Penentuan kapasitas mati sebuah reservoir dapat dilakukan dengan menghitung besarnya endapan lumpur sedimen selama umur bangunan difungsikan. Pada bagian ini, tampungan embung tidak dapat digunakan untuk eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga agar material endapan tidak terangkut sewaktu di pintu pengambilan.

Karena tidak adanya hasil pengukuran sedimen yang dapat digunakan pada perencanaan ini, maka penentuan sedimen ditentukan dengan persamaan 2.23.

Sebelum melakukan perhitungan, lebih dahulu dilakukan analisa untuk mengetahui tipe zona sedimentasi berdasarkan topografi dan geologi lokasi Embung Guworejo dengan cara mencocokkan hasil analisa dengan tabel 2.29 dan 2.30.

Setelah dilakukan analisa terhadap karakteristik topografi dan geologi yang ada didapatkan data-data seperti berikut ini :

- Luas DAS = 2,22 km²
- Dataran stabil dengan kemiringan sungai $\pm 1/1000$
- Daerah aliran terdiri dari banyak batuan, sehingga berdasarkan geologinya daerah ini masuk dalam kategori zona B

Sehingga bisa ditentukan besarnya tingkat erosi pada daerah tangkapan diperkirakan sebesar 30 m³/km²/tahun.

Maka, volume sedimen total selama 25 tahun (umur embung direncanakan) adalah sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Volume sedimen total} &= 30 \times 2,22 \times 25 \\ &= 1665 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Dari lengkung kapasitas, yang menunjukkan hubungan elevasi, luas dan volume diperoleh elevasi volume sedimen terletak pada +129.16 m.

4.10.3 Perhitungan Kapasitas Efektif

Selain kapasitas mati, kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan (debit *inflow*) dan debit *outflow*. Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Debit inflow yang digunakan adalah debit andalan 80%.

Debit andalan diambil 80% yang berarti besarnya debit lebih kecil dari debit andalan adalah 20 %. Sebelum melakukan perhitungan Q_{80} , terlebih dilakukan perhitungan debit inflow dengan menggunakan rumus rasional. Data yang digunakan adalah data curah hujan dari Stasiun Gading Parang. Dalam perhitungan ini, curah hujan bulanan dibagi menjadi harian.

Besarnya debit andalan 80% didapat dengan cara mengurutkan data tahunan dari data terbesar ke data terkecil dan melakukan perhitungan dengan menggunakan rumus Metode Weibull seperti berikut.

$$P = \frac{m}{n + 1} \times 100\% \dots \dots \dots (4.8)$$

Dimana,

P = Probabilitas (%)

m = nomor urut data

n = jumlah data (14 tahun)

Selanjutnya, debit *inflow* 80% akan dikurangi dengan debit *ouflow* yang didapat dari penjumlahan antara kebutuhan air baku penduduk desa Tarokan serta evaporasi. Setelah itu akan didapatkan besar kapasitas tampungan yang dibutuhkan untuk perencanaan Embung Guworejo ini. Perhitungan analisa kapasitas efektif dapat dilihat pada tabel 4.32.

Dari perhitungan analisa kapasitas efektif Embung Guworejo pada tabel 4.32 di atas, bias digambarkan kurva massa seperti pada grafik 4.4. Pada grafik 4.4, garis warna biru adalah kumulatif inflow dan garis warna

merah adalah kumulatif outflow. Setelah itu bisa didapat besar kapasitas efektif yang dibutuhkan adalah sebagai berikut.

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{Storage maksimum} & = & 359787,15 \text{ m}^3 \\
 - \text{Storage minimum} & = & 60608,67 \text{ m}^3 \\
 - \text{Total} & = & \underline{299718,72 \text{ m}^3}
 \end{array}$$

Sehingga total kapasitas Embung Guworejo adalah penjumlahan antara kapasitas mati dan kapasitas efektif sebagai berikut.

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{Kapasitas mati} & = & 1665 \text{ m}^3 \\
 - \text{Kapasitas efektif} & = & 299718,72 \text{ m}^3 \\
 - \text{Total} & = & \underline{301388,72 \text{ m}^3}
 \end{array}$$

Dari total kapasitas embung sebesar 301388,72 m³, maka tinggi HWL (*High Water Level*) sebagai elevasi ambang pelimpah (*spillway*) yang didapatkan dari grafik lengkung kapasitas terletak pada elevasi +138,90 m.

Berdasarkan hasil yang diperoleh pada Tugas Akhir ini, diasumsikan potensi debit outflow yang ada tidak hanya digunakan untuk kebutuhan air baku, melainkan juga bias digunakan sebagai debit pemeliharaan sungai dan debit irigasi dengan masing-masing besarnya adalah 3,47 m³/dtk. Sehingga potensi debit irigasi yang ada bias digunakan untuk mengaliri lahan irigasi sebesar 1504 ha dengan perhitungan sebagai berikut.

$$A = \frac{Q \times ef}{NFR} = \frac{3,47 \times 0,65}{1,50} = 1504 \text{ ha}$$

Dimana,

A = luas daerah irigasi (ha)

Q = debit irigasi (m³/dt)

Ef = Efisiensi saluran irigasi

NFR = pemberian air pada sawah (lt/dt/ha)

Tabel 4.32 *Perhitungan kapasitas efektif*

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	
Januari	1	0.58	49946.38	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	47960.87	47960.87
	2	0.14	12486.60	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	10501.09	58461.96
	3	0.06	5351.40	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	3365.89	61827.85
	4	0.29	24973.19	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	22987.68	84815.53
	5	0.27	23189.39	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	21203.88	106019.41
	6	0.02	1783.80	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-201.71	105817.70
	7	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	103832.20
	8	1.20	103460.36	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	101474.85	205307.05
	9	0.12	10702.80	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	8717.29	214024.34
	10	0.85	73135.77	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	71150.26	285174.60
	11	0.58	49946.38	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	47960.87	333135.47
	12	0.39	33892.19	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	31906.68	365042.15
	13	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	363056.64
	14	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	361071.13

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Januari	15	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	359085.63
	16	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	357100.12
	17	0.04	3567.60	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	1582.09	358682.21
	18	0.08	7135.20	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	5149.69	363831.90
	19	1.01	87406.17	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	85420.66	449252.55
	20	0.06	5351.40	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	3365.89	452618.44
	21	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	450632.94
	22	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	448647.43
	23	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	446661.92
	24	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	444676.41
	25	0.21	17837.99	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	15852.48	460528.90
	26	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	458543.39
	27	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	456557.88
	28	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	454572.37
	29	0.74	64216.78	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	62231.27	516803.64

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Januari	30	0.00	0.00	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	-1985.51	514818.13
	31	1.20	103460.36	2.337	207.23	1778.28	1778.28	1985.51	101474.85	616292.98
Februari	1	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	614353.29
	2	0.89	76703.37	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	74763.68	689116.96
	3	0.27	23189.39	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	21249.70	710366.66
	4	0.23	19621.79	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	17682.10	728048.76
	5	1.51	130217.35	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	128277.66	856326.41
	6	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	854386.72
	7	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	852447.03
	8	0.04	3567.60	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	1627.90	854074.93
	9	0.66	57081.58	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	55141.88	909216.81
	10	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	907277.12
	11	0.17	14270.39	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	12330.70	919607.82
	12	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	917668.13
	13	0.04	3567.60	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	1627.90	919296.03

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Februari	14	0.62	53513.98	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	51574.29	970870.32
	15	0.23	19621.79	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	17682.10	988552.41
	16	0.12	10702.80	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	8763.10	997315.52
	17	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	995375.82
	18	0.31	26756.99	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	24817.30	1020193.12
	19	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	1018253.42
	20	0.10	8919.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	6979.30	1025232.73
	21	0.08	7135.20	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	5195.50	1030428.23
	22	0.21	17837.99	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	15898.30	1046326.53
	23	0.29	24973.19	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	23033.50	1069360.02
	24	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	1067420.33
	25	0.04	3567.60	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	1627.90	1069048.23
	26	0.83	71351.97	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	69412.28	1138460.51
	27	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	1136520.82
	28	0.60	51730.18	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	49790.49	1186311.30

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Februari	29	0.50	42811.18	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	40871.49	1227182.79
	30	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	1225243.10
	31	0.00	0.00	1.820	161.41	1778.28	1778.28	1939.69	-1939.69	1223303.41
Maret	1	0.12	10702.80	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	8755.36	1232058.76
	2	0.21	17837.99	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	15890.56	1247949.32
	3	0.06	5351.40	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	3403.96	1251353.28
	4	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1249405.84
	5	0.14	12486.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	10539.16	1259945.00
	6	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1257997.56
	7	0.02	1783.80	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-163.64	1257833.92
	8	0.04	3567.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	1620.16	1259454.08
	9	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1257506.65
	10	0.27	23189.39	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	21241.95	1278748.60
	11	0.47	41027.38	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	39079.95	1317828.55
	12	0.12	10702.80	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	8755.36	1326583.90

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Maret	13	0.06	5351.40	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	3403.96	1329987.86
	14	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1328040.43
	15	0.14	12486.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	10539.16	1338579.58
	16	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1336632.15
	17	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1334684.71
	18	0.14	12486.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	10539.16	1345223.87
	19	0.23	19621.79	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	17674.35	1362898.22
	20	0.12	10702.80	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	8755.36	1371653.58
	21	0.14	12486.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	10539.16	1382192.74
	22	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1380245.30
	23	0.83	71351.97	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	69404.54	1449649.84
	24	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1447702.40
	25	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1445754.96
	26	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1443807.52
	27	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1441860.08

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Maret	28	0.04	3567.60	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	1620.16	1443480.25
	29	0.06	5351.40	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	3403.96	1446884.21
	30	1.18	101676.56	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	99729.12	1546613.33
	31	0.00	0.00	1.908	169.16	1778.28	1778.28	1947.44	-1947.44	1544665.89
April	1	0.17	14270.39	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	12326.05	1556991.94
	2	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1555047.59
	3	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1553103.24
	4	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1551158.89
	5	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1549214.55
	6	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1547270.20
	7	0.23	19621.79	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	17677.44	1564947.64
	8	0.08	7135.20	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	5190.85	1570138.49
	9	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1568194.14
	10	0.31	26756.99	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	24812.64	1593006.79
	11	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1591062.44

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
April	12	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1589118.09
	13	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1587173.74
	14	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1585229.39
	15	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1583285.04
	16	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1581340.70
	17	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1579396.35
	18	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1577452.00
	19	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1575507.65
	20	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1573563.30
	21	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1571618.96
	22	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1569674.61
	23	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1567730.26
	24	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1565785.91
	25	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1563841.56
	26	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1561897.22

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
April	27	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1559952.87
	28	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1558008.52
	29	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1556064.17
	30	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1554119.82
	31	0.00	0.00	1.873	166.07	1778.28	1778.28	1944.35	-1944.35	1552175.48
Mei	1	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1550211.99
	2	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1548248.51
	3	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1546285.02
	4	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1544321.54
	5	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1542358.06
	6	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1540394.57
	7	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1538431.09
	8	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1536467.61
	9	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1534504.12
	10	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1532540.64

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Mei	11	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1530577.15
	12	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1528613.67
	13	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1526650.19
	14	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1524686.70
	15	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1522723.22
	16	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1520759.74
	17	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1518796.25
	18	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1516832.77
	19	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1514869.29
	20	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1512905.80
	21	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1510942.32
	22	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1508978.83
	23	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1507015.35
	24	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1505051.87
	25	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1503088.38

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Mei	26	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1501124.90
	27	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1499161.42
	28	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1497197.93
	29	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1495234.45
	30	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1493270.97
	31	0.00	0.00	2.088	185.20	1778.28	1778.28	1963.48	-1963.48	1491307.48
Juni	1	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1489336.27
	2	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1487365.06
	3	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1485393.84
	4	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1483422.63
	5	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1481451.42
	6	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1479480.21
	7	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1477508.99
	8	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1475537.78
	9	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1473566.57

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Juni	10	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1471595.36
	11	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1469624.15
	12	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1467652.93
	13	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1465681.72
	14	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1463710.51
	15	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1461739.30
	16	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1459768.08
	17	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1457796.87
	18	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1455825.66
	19	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1453854.45
	20	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1451883.23
	21	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1449912.02
	22	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1447940.81
	23	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1445969.60
	24	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1443998.38

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Juni	25	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1442027.17
	26	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1440055.96
	27	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1438084.75
	28	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1436113.54
	29	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1434142.32
	30	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1432171.11
	31	0.00	0.00	2.176	192.93	1778.28	1778.28	1971.21	-1971.21	1430199.90
Juli	1	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1428230.80
	2	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1426261.69
	3	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1424292.59
	4	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1422323.49
	5	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1420354.39
	6	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1418385.29
	7	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1416416.19
	8	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1414447.08

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Juli	9	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1412477.98
	10	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1410508.88
	11	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1408539.78
	12	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1406570.68
	13	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1404601.58
	14	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1402632.47
	15	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1400663.37
	16	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1398694.27
	17	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1396725.17
	18	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1394756.07
	19	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1392786.97
	20	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1390817.87
	21	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1388848.76
	22	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1386879.66
	23	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1384910.56

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Juli	24	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1382941.46
	25	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1380972.36
	26	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1379003.26
	27	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1377034.15
	28	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1375065.05
	29	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1373095.95
	30	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1371126.85
	31	0.00	0.00	2.152	190.82	1778.28	1778.28	1969.10	-1969.10	1369157.75
Agustus	1	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1367099.18
	2	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1365040.62
	3	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1362982.06
	4	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1360923.49
	5	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1358864.93
	6	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1356806.37
	7	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1354747.80

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Agustus	8	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1352689.24
	9	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1350630.68
	10	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1348572.11
	11	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1346513.55
	12	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1344454.99
	13	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1342396.42
	14	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1340337.86
	15	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1338279.30
	16	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1336220.73
	17	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1334162.17
	18	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1332103.61
	19	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1330045.04
	20	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1327986.48
	21	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1325927.92
	22	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1323869.35

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Agustus	23	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1321810.79
	24	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1319752.23
	25	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1317693.67
	26	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1315635.10
	27	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1313576.54
	28	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1311517.98
	29	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1309459.41
	30	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1307400.85
	31	0.00	0.00	3.161	280.28	1778.28	1778.28	2058.56	-2058.56	1305342.29
September	1	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1303271.20
	2	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1301200.11
	3	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1299129.02
	4	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1297057.94
	5	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1294986.85
	6	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1292915.76

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
September	7	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1290844.68
	8	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1288773.59
	9	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1286702.50
	10	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1284631.42
	11	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1282560.33
	12	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1280489.24
	13	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1278418.16
	14	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1276347.07
	15	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1274275.98
	16	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1272204.89
	17	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1270133.81
	18	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1268062.72
	19	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1265991.63
	20	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1263920.55
	21	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1261849.46

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
September	22	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1259778.37
	23	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1257707.29
	24	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1255636.20
	25	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1253565.11
	26	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1251494.03
	27	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1249422.94
	28	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1247351.85
	29	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1245280.76
	30	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1243209.68
	31	0.00	0.00	3.302	292.81	1778.28	1778.28	2071.09	-2071.09	1241138.59
Oktober	1	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1239078.29
	2	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1237017.99
	3	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1234957.69
	4	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1232897.39
	5	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1230837.09

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Oktober	6	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1228776.79
	7	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1226716.48
	8	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1224656.18
	9	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1222595.88
	10	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1220535.58
	11	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1218475.28
	12	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1216414.98
	13	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1214354.68
	14	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1212294.38
	15	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1210234.08
	16	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1208173.78
	17	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1206113.48
	18	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1204053.18
	19	0.21	17837.99	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	15777.69	1219830.87
	20	0.41	35675.99	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	33615.69	1253446.55

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Oktober	21	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1251386.25
	22	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1249325.95
	23	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1247265.65
	24	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1245205.35
	25	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1243145.05
	26	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1241084.75
	27	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1239024.45
	28	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1236964.15
	29	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1234903.85
	30	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1232843.54
	31	0.00	0.00	3.180	282.02	1778.28	1778.28	2060.30	-2060.30	1230783.24
November	1	0.02	1783.80	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-199.46	1230583.78
	2	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1228600.52
	3	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1226617.26
	4	0.50	42811.18	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	40827.92	1267445.18

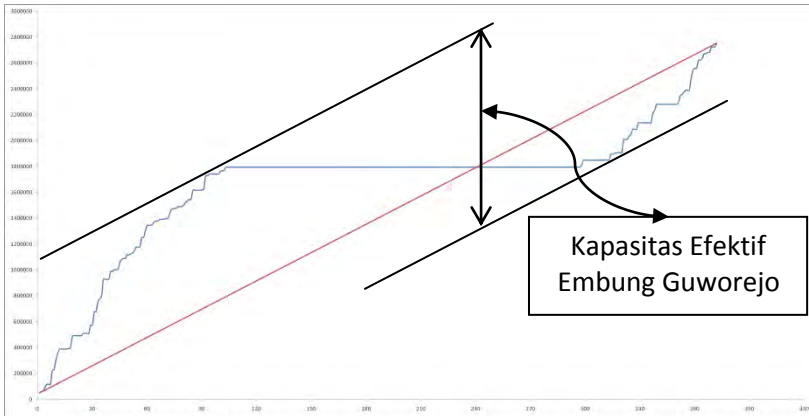
Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
November	5	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1265461.92
	6	0.12	10702.80	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	8719.53	1274181.45
	7	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1272198.19
	8	0.04	3567.60	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	1584.34	1273782.52
	9	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1271799.26
	10	0.02	1783.80	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-199.46	1271599.80
	11	1.14	98108.96	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	96125.70	1367725.50
	12	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1365742.24
	13	0.04	3567.60	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	1584.34	1367326.57
	14	0.27	23189.39	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	21206.13	1388532.70
	15	0.14	12486.60	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	10503.33	1399036.03
	16	0.47	41027.38	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	39044.12	1438080.16
	17	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1436096.89
	18	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1434113.63
	19	0.58	49946.38	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	47963.12	1482076.75

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
November	20	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1480093.49
	21	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1478110.23
	22	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1476126.96
	23	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1474143.70
	24	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1472160.44
	25	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1470177.18
	26	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1468193.91
	27	0.85	73135.77	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	71152.51	1539346.42
	28	0.27	23189.39	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	21206.13	1560552.55
	29	0.54	46378.78	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	44395.52	1604948.07
	30	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1602964.81
	31	0.00	0.00	2.312	204.98	1778.28	1778.28	1983.26	-1983.26	1600981.55
Desember	1	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1228790.12
	2	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1226797.00
	3	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1224803.88

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Desember	4	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1222810.76
	5	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1220817.64
	6	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1218824.52
	7	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1216831.39
	8	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1214838.27
	9	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1212845.15
	10	0.17	14270.39	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	12277.27	1225122.43
	11	0.56	48162.58	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	46169.46	1271291.89
	12	0.17	14270.39	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	12277.27	1283569.16
	13	0.17	14270.39	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	12277.27	1295846.43
	14	0.21	17837.99	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	15844.87	1311691.30
	15	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1309698.18
	16	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1307705.06
	17	1.07	92757.57	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	90764.44	1398469.51
	18	0.72	62432.98	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	60439.86	1458909.36

Bulan/Periode		Q	Inflow (I)	Evaporasi		Kebutuhan Air Baku		Total Outflow (O)	S=I - O	S _{kumulatif}
		(m ³ /dt)	(m ³)	(mm/hari)	(m ³)	(m ³ /hari)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Desember	19	0.19	16054.19	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	14061.07	1472970.43
	20	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1470977.31
	21	0.70	60649.18	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	58656.06	1529633.37
	22	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1527640.25
	23	0.14	12486.60	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	10493.47	1538133.72
	24	0.41	35675.99	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	33682.87	1571816.59
	25	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1569823.46
	26	0.14	12486.60	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	10493.47	1580316.94
	27	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1578323.82
	28	0.43	37459.79	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	35466.66	1613790.48
	29	0.06	5351.40	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	3358.28	1617148.76
	30	0.00	0.00	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	-1993.12	1615155.64
	31	0.33	28540.79	2.423	214.84	1778.28	1778.28	1993.12	26547.67	1641703.30

(Sumber : Perhitungan)



Grafik 4.4 *Kurva Massa Embung Guworejo*

4.11 Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Sebelum melakukan perhitungan penelusuran banjir, terlebih dahulu dilakukan penentuan muka air banjir. Muka air banjir didasarkan pada debit banjir rencana 25 tahun yang sudah dihitung pada sub bab sebelumnya yang besarnya adalah $47,393 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sebelum menentukan muka air banjir terlebih dahulu dihitung debit air yang melimpah pada spillway. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$Q = C \cdot L \cdot H_o^{3/2} \dots\dots\dots (4.9)$$

(*Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002*)

Dimana :

Q = Debit yang melimpah (debit banjir rencana)
(m^3/dt)

C = Koefisien limpahan

L = Lebar efektif mercu bendung (m)

H_o = Total tinggi tekanan air diatas mercu bendung
(m)

Koefisien limpahan (C_d) dari suatu bendung dengan dinding hulu ambang tegak dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki seperti berikut.

$$Cd = 2,200 - 0,0416 \times \left(\frac{Hd}{W} \right)^{0.9900} \dots\dots(4.9)$$

dimana:

Cd = koefisien limpahan pada saat $h=Hd$

W = tinggi bendung (m)

Hd = tinggi tekanan rencana air di atas mercu bendung
(m)

Kapasitas pelimpah direncanakan adalah sebagai berikut :

- Debit banjir rencana = 47,93 m³/
- lebar efektif mercu pelimpah = 10 m
- Tinggi pelimpah (P) = 3 m
- Kemiringan lereng = 1 : 1
- Elevasi ambang pelimpah = + 138,90

Tabel 4.33 *Perhitungan elevasi, tampungan dan debit*

Elevasi (m)	H (m)	C	Q (m ³ /dt)	Q/2 (m ³ /dt)	Volume (m ³)	S (m ³)	S - Δt . Q/2 (m ³)	S + Δt . Q/2 (m ³)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
+ 138.90	0.00	2.200	0.000	0.000	311884.82	0.000	0.000	0.000
+ 139.00	0.10	2.199	0.695	0.348	312661.75	776.93	-474.51	2028.38
+ 139.10	0.20	2.197	1.965	0.983	320966.03	9081.21	5543.87	12618.55
+ 139.20	0.30	2.196	3.608	1.804	329270.31	17385.49	10891.13	23879.84
+ 139.30	0.40	2.194	5.551	2.776	337574.58	25689.76	15697.44	35682.09
+ 139.40	0.50	2.193	7.753	3.877	345878.86	33994.04	20038.25	47949.83
+ 139.50	0.60	2.192	10.185	5.093	354183.14	42298.32	23964.63	60632.00
+ 139.60	0.70	2.190	12.827	6.413	362487.41	50602.59	27514.21	73690.98
+ 139.70	0.80	2.189	15.661	7.831	370791.69	58906.87	30716.20	87097.54
+ 139.80	0.90	2.187	18.676	9.338	379095.97	67211.15	33594.20	100828.10
+ 139.90	1.00	2.186	21.860	10.930	387400.25	75515.43	36167.78	114863.07
+ 140.00	1.10	2.185	25.203	12.602	395704.52	83819.70	38453.54	129185.87
+ 140.10	1.20	2.183	28.699	14.349	397167.17	85282.35	33624.16	136940.55
+ 140.20	1.30	2.182	32.340	16.170	398629.83	86745.01	28533.77	144956.24
+ 140.30	1.40	2.180	36.119	18.060	400092.48	88207.66	23193.44	153221.87
+ 140.40	1.50	2.179	40.032	20.016	401555.13	89670.31	17613.06	161727.55
+ 140.50	1.60	2.178	44.073	22.037	403017.78	91132.96	11801.54	170464.38
+ 140.60	1.70	2.176	48.238	24.119	404480.43	92595.61	5766.94	179424.28

*(Sumber : Perhitungan)***Tabel 4.34** *Perhitungan penuluruhan banjir*

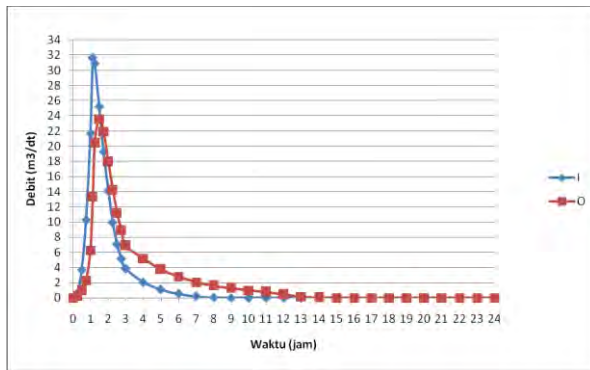
t (jam)	I (m3/dtk)	I rata2 (m3/dtk)	I rata2 . Δt (m3)	S-Δt.Q/2 (m3)	S+Δt.Q/2 (m3)	Elevasi	Q (m3/dtk)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.332	597.957	0.000	597.957		
0.25	0.66					+ 138.93	0.205
		2.171	3908.599	229.036	4137.635		
0.50	3.68					+ 139.02	0.948
		6.993	12587.655	2430.905	15018.560		
0.75	10.31					+ 139.12	2.315
		15.977	28759.295	10851.018	39610.313		
1.00	21.65					+ 139.33	6.256
		26.626	47927.016	28348.856	76275.872		
1.13	31.61					+ 139.62	13.373
		31.258	56264.427	52203.723	108468.150		
1.25	30.91					+ 139.85	20.409
		28.078	50540.990	71731.651	122272.641		
1.50	25.25					+ 139.95	23.590
		19.679	35422.474	79811.454	115233.928		
2.00	14.11					+ 139.90	21.948
		12.034	21660.415	75727.252	97387.667		
2.25	9.95					+ 139.77	17.921
		8.514	15324.655	65130.367	80455.022		
t	I	I rata2	I rata2 . Δt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q

(jam)	(m3/dtk)	(m3/dtk)	(m3)	(m3)	(m3)		(m3/dtk)
1	2	3	4	5	6	7	8
2.50	7.07					+ 139.65	14.257
		6.118	11011.892	54792.368	65804.260		
2.75	5.16					+ 139.54	11.232
		4.492	8085.214	45587.384	53672.598		
3.00	3.82					+ 139.45	8.851
		2.943	5297.959	37741.303	43039.262		
4.00	2.07					+ 139.36	6.872
		1.584	2850.515	30669.979	33520.494		
5.00	1.10					+ 139.28	5.195
		0.379	681.692	24168.827	24850.518		
6.00	0.55					+ 139.21	3.768
		0.138	247.763	18068.474	18316.237		
7.00	0.21					+ 139.15	2.796
		0.042	74.893	13282.784	13357.678		
8.00	0.06					+ 139.11	2.073
		0.013	22.639	9626.253	9648.892		
9.00	0.02					+ 139.07	1.609
		0.004	6.843	6752.552	6759.395		
10.00	0.01					+ 139.04	1.263
		0.001	2.069	4486.755	4488.824		
t	I	I rata2	I rata2 . Δt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q

(jam)	(m3/dtk)	(m3/dtk)	(m3)	(m3)	(m3)		(m3/dtk)
1	2	3	4	5	6	7	8
11.00	0.00					+ 139.02	0.990
		0.000	0.000	2706.289	2706.289		
12.00	0.00					+ 139.01	0.777
		0.000	0.000	1308.516	1308.516		
13.00	0.00					+ 138.96	0.449
		0.000	0.000	501.203	501.203		
14.00	0.00					+ 138.92	0.172
		0.000	0.000	191.976	191.976		
15.00	0.00					+ 138.91	0.066
		0.000	0.005	73.533	73.538		
16.00	0.00					+ 138.90	0.025
		0.000	0.002	28.167	28.169		
17.00	0.00					+ 138.90	0.010
		0.000	0.000	10.790	10.790		
18.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
19.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
20.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
t	I	I rata2	I rata2 . Δt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q

(jam)	(m3/dtk)	(m3/dtk)	(m3)	(m3)	(m3)		(m3/dtk)
1	2	3	4	5	6	7	8
21.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
22.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
23.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		
24.00	0.00					+ 138.90	0.000
		0.000	0.000	10.790	10.790		

(Sumber : Perhitungan)



Grafik 4.5 *Kurva Penelusuran Banjir*

Dari perhitungan di atas didapat elevasi muka air banjir maksimum terletak pada elevasi +139,95 m dengan debit puncak sebesar 23.590 m³/dt.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

ANALISA HIDROLIKA

5.1 Analisa Hidraulis Spillway

Bangunan pelimpah merupakan suatu bangunan yang berfungsi melimpahkan kelebihan air dari debit banjir yang akan dibuang sehingga kapasitas bendungan dapat dipertahankan sampai batas maksimum.

Kelebihan air akibat debit banjir yang tidak terbuang akan mengakibatkan melimpahnya air banjir melalui mercu bendungan. Hal ini sangat tidak diharapkan terutama pada bendungan tipe urugan.

Pada tugas akhir ini, Karena posisi spillway yang tidak bias langsung melimpah ke sungai, maka untuk perencanaan ini diberi saluran tambahan.

5.1.1 Perhitungan Mercu Spillway

Tipe bangunan pelimpah/spillway pada bendungan direncanakan memakai tipe spillway yang biasa digunakan pada bendungan tipe urugan yaitu pelimpah bebas mercu Ogee.

Bentuk penampang spillway terdiri dari dua bagian, yaitu :

- a. Penampang di sebelah hulu dari titik tertinggi mercu spillway
- b. Penampang di sebelah hilir dari titik tertinggi mercu spillway

Untuk menentukan bentuk penampang spillway dapat digunakan dengan menggunakan metode *CEDUS* Army (Civil Engineering Department US Army) seperti berikut.

- a. Penampang di sebelah hulu dari titik tertinggi mercu spillway

Perhitungan penampang di sebelah hulu berdasarkan gambar 2.3. Jika diketahui tinggi air di atas permukaan mercu (h_d) = 1,05 m, maka:

$$a = 0,175 h_d = 0,175 \times 1,05 = 0,184 \text{ m}$$

$$b = 0,282 h_d = 0,282 \times 1,05 = 0,296 \text{ m}$$

$$R_1 = 0,500 h_d = 0,500 \times 1,05 = 0,525 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,200 h_d = 0,200 \times 1,05 = 0,210 \text{ m}$$

- b. Penampang di sebelah hilir dari titik tertinggi mercu spillway

Untuk menentukan koordinat dari bentuk penampang di sebelah hilir dipakai persamaan 2.31 dan tabel 2.10. Jika kemiringan muka bagian hulu spillway direncanakan tegak lurus, maka:

$$k = 2,000$$

$$n = 1,850$$

$$h_d = 1,05 \text{ m}$$

$$\frac{Y}{1,05} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{1,05} \right)^{1,85}$$

$$\frac{Y}{1,05} = \frac{2 \times 1,05^{1,85}}{X^{1,85}}$$

$$\frac{1,05}{Y} = \frac{2,19}{X^{1,85}}$$

$$X^{1,85} = 2,09Y \dots \dots \dots (5.1)$$

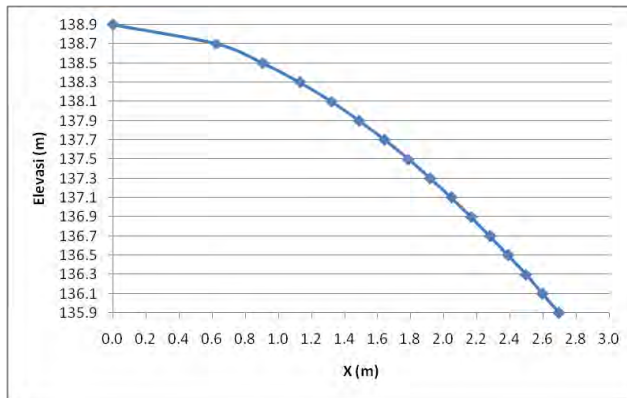
Hasil perhitungan koordinat (X,Y) dari bentuk penampang sebelah hilir dapat dilihat pada tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Perhitungan Koordinat Lengkung Mercu

Elevasi	Y	X
138.9	0	0.00
138.7	0.2	0.62
138.5	0.4	0.91
138.3	0.6	1.13

Elevasi	Y	X
138.1	0.8	1.32
137.9	1	1.49
137.7	1.2	1.64
137.5	1.4	1.79
137.3	1.6	1.92
137.1	1.8	2.05
136.9	2	2.17
136.7	2.2	2.28
136.5	2.4	2.39
136.3	2.6	2.50
136.1	2.8	2.60
135.9	3	2.70

(Sumber : perhitungan)



Grafik 5.1 Grafik Lengkung Mercu Hilir

5.1.2 Perhitungan Saluran Pengarah

Dari perhitungan didapat :

$$Q = 13,373 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$H = 1,05 \text{ m}$$

$$B = 10 \text{ m}$$

Kecepatan aliran masuk pada bagian ini dibatasi tidak lebih dari 4 m/dt agar alirannya senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik.

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{13,373}{(3 + 1,05) \cdot 10} = 0,33 \text{ m/dt} (\leq 4 \text{ m/dt})$$

5.1.3 Perhitungan Saluran Pengatur

Perhitungan saluran pengatur menggunakan rumus dasar sebagai berikut:

$$V = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2}H + z \right)}$$

Dimana :

V = kecepatan awal loncatan (m/dt)

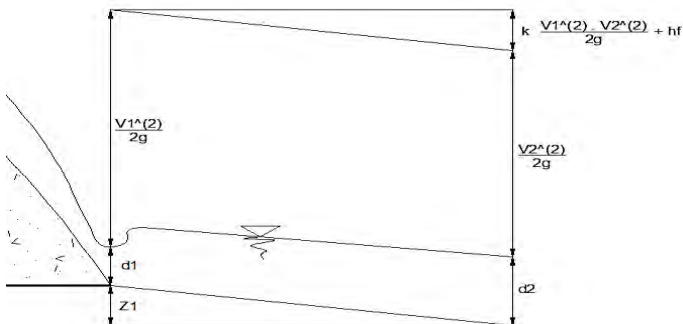
g = gravitasi (m/dt²)

H = tinggi air di atas mercu (m)

Z = tinggi jatuh (m)

Dengan data-data yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya maka nilai dari kecepatan awal loncatan (V_1) dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9,8 \times \left(\left(\frac{1}{2} \times 1,05 \right) + (3 + 0,52) \right)} = 5,56 \text{ m/dt}$$



Gambar 5.1 Garis Energi Saluran Pengatur

Untuk menghitung kedalaman aliran (d_1) pada saluran pengarah II dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$q = V \times d_1$$

dimana:

$$q = \text{Debit per satuan lebar (m}^3/\text{dt)}$$

$$V = \text{Kecepatan aliran (m/dt)}$$

$$d_1 = \text{kedalaman aliran}$$

Perhitungan dari rumus diatas adalah sebagai berikut:

$$\frac{13,373}{10} = 5,57 \, d_1$$

$$d_1 = 0,24 \, \text{m}$$

Pada bangunan pelimpah biasanya pada bagian transisi dibuat dengan dinding tegak yang semakin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur, sehingga panjang saluran transisi dihitung sebagai berikut.

$$b_1 = 10 \, \text{m}$$

$$b_2 = 6 \, \text{m}$$

$$\theta = 12,5^\circ$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \cdot \Delta b}{\tan \theta}$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \cdot (10 - 6)}{\tan 12,5}$$

$$L = 10 \, \text{m}$$

Untuk perhitungan kedalaman dan kecepatan air pada titik kontrol 2 (d_2) dengan cara coba-coba. Contoh perhitungannya sebagai berikut.

$$n = 0.011 \, (\text{beton acian})$$

$$k = 0.2$$

$$P_1 = b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0,24) = 10,48 \, \text{m}$$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= b \times h = 10 \times 0,24 = 2,4 \text{ m}^2 \\
 R_1 &= A_1/P_1 = 2,4/10,48 = 0,23 \text{ m} \\
 R_1^{4/3} &= 0,14 \text{ m} \\
 S_1 &= (V_1^2 \cdot n^2) / R_1^{4/3} \\
 &= (5,57^2 \times 0,011^2) / 0,14 \\
 &= 0,026 \\
 Z_1 &= 1 \text{ m} \\
 E_1 &= z_1 + d_1 + (V_1^2 / 2g) \\
 &= 1 + 0,24 + (5,57^2 / (2 \times 9,8)) \\
 &= 2,816 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{misal } d_2 &= 1,00 \text{ m} \\
 P_2 &= b + 2 \cdot h = 6 + (2 \times 1,00) = 8 \text{ m} \\
 A_2 &= b \times h = 6 \times 1,00 = 6 \text{ m}^2 \\
 R_2 &= A_2/P_2 = 6,00/8,00 = 0,75 \text{ m} \\
 V_2 &= Q/A_2 = 13,373/6 = 2,23 \text{ m/dt} \\
 S_1 &= 0,026 \\
 S_2 &= (V_2^2 \cdot n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (2,23^2 \times 0,011^2) / 0,75^{4/3} \\
 &= 0,001 \\
 S_{\text{rata-rata}} &= (S_1 + S_2) / 2 \\
 &= (0,026 + 0,001) / 2 \\
 &= 0,014 \\
 h_f &= S_{\text{rata-rata}} \times L \\
 &= 0,014 \times 10 \\
 &= 0,14 \text{ m} \\
 h_e &= k \cdot (\Delta V^2 / 2g) \\
 &= 0,2 \times ((5,57^2 - 2,23^2) / (2 \times 9,8)) \\
 &= 0,113 \text{ m} \\
 E_2 &= z_2 + d_2 + (V_2^2 / 2g) + h_f + h_e \\
 &= 0 + 1 + (2,23^2 / 2 \times 9,8) + 0,137 + 0,113 \\
 &= 1,504 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan dengan $d_2 = 1,00 \text{ m}$ menunjukkan bahwa nilai $E_1 \neq E_2$ sehingga harus

dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_2 hingga didapatkan hasil yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Selanjutnya, perhitungan akan ditunjukkan pada tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Perhitungan saluran pengarah

d2 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	R ^{4/3} (m)	V ² (m/dtk)	S ₂	S ₁	S rata- rata	hf (m)	he (m)	E ₁ (m)	E ₂ (m)	ΔE (m)
1	6	6	8	0.681	2.229	0.001	0.027	0.014	0.137	0.113	2.816	1.504	1.312
2	6	12	10	1.275	1.114	0.000	0.027	0.013	0.133	0.201	2.816	2.398	0.418
2.42	6	14.52	10.84	1.477	0.921	0.000	0.027	0.013	0.133	0.219	2.816	2.816	0.000
3	6	18	12	1.717	0.743	0.000	0.027	0.013	0.133	0.236	2.816	3.398	0.582

(Sumber : perhitungan)

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.2 di atas didapatkan nilai d_2 yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ dengan $d_2 = 2,42$ m.

5.1.4 Perhitungan Saluran Peluncur

Saluran peluncur terdiri dari dua bagian yaitu saluran peluncur lurus dan saluran peluncur berbentuk terompet. Perhitungan saluran peluncur dilakukan dengan cara yang sama dengan perhitungan saluran pengatur yaitu dengan cara *trial error*, tapi perhitungan dilakukan pada masing-masing bagian. Data yang digunakan dalam perhitungan saluran peluncur adalah data yang telah didapatkan dari perhitungan pada saluran pengatur, yaitu sebagai berikut.

$$d_2 = 2,40 \text{ m}$$

$$b_2 = 6 \text{ m}$$

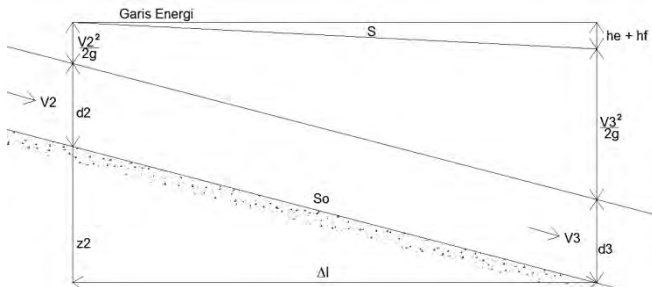
$$A_2 = 14,52 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 10,84 \text{ m}$$

$$R_2 = 1,34 \text{ m}$$

$$R_2^{4/3} = 1,477 \text{ m}$$

$$V_2 = 0,921 \text{ m/dtk}$$



Gambar 5.2 *Garis Energi Saluran Peluncur Lurus*

Perhitungan pertama dilakukan untuk bagian saluran peluncur lurus sehingga didapatkan nilai kedalaman air di hilir bagian saluran peluncur lurus (d_3) yang memenuhi persamaan $E_2 = E_3$.

Direncanakan :

$$Z_2 = 2,4 \text{ m}$$

$$n = 0,011$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_2 &= z_2 + d_2 + (V_2^2/2g) \\ &= 2,4 + 2,4 + (0,921^2/2 \times 9,8) \\ &= 4,86 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= (V_2^2 \cdot n^2) / R_2^{4/3} \\ &= (0,921^2 \times 0,011^2) / 1,477 \\ &= 0,00007 \end{aligned}$$

Misalkan, $d_3 = 0,2 \text{ m}$

$$P_3 = b + 2 \cdot h = 6 + (2 \times 0,20) = 6,4 \text{ m}$$

$$A_3 = b \times h = 6 \times 0,20 = 1,3 \text{ m}^2$$

$$R_3 = A_3 / P_3 = 1,3 / 6,4 = 0,188 \text{ m}$$

$$R_3^{4/3} = 0,188^{4/3} = 0,107$$

$$V_3 = Q / A_3 = 13,373 / 1,3 = 11,144 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned} S_3 &= (V_3^2 \cdot n^2) / R_3^{4/3} \\ &= (11,144^2 \times 0,011^2) / 0,107 = 0,140 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{rata-rata}} &= (S_2 + S_3)/2 \\
 &= (0,00007 + 0,140)/2 \\
 &= 0,07 \\
 h_f &= S_3 \times L = 0,240 \times 15 = 1,051 \text{ m} \\
 h_e &= k \cdot (\Delta V^2/2g) \\
 &= 0,2 \times ((2,229^2 - 0,921^2)/(2 \times 9,8)) \\
 &= 1,066 \text{ m} \\
 E_3 &= z_2 + d_3 + (V_3^2/2g) + h_f + h_e \\
 &= 0 + 0,2 + (11,144^2/2 \times 9,8) + 1,051 + 1,066 \\
 &= 8,654 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan dengan $d_3 = 0,20 \text{ m}$ tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga harus dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_3 . Tabel 5.3 berikut menunjukkan hasil perhitungan dengan beberapa variasi nilai d_3 .

Tabel 5.3 *Perhitungan saluran peluncur lurus*

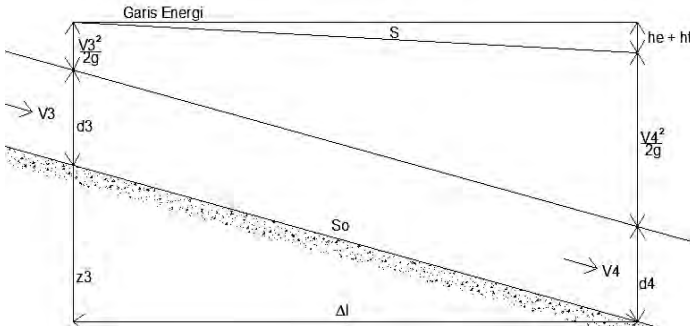
d3 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	R4/3 (m)	V3 (m/dtk)	S3	S2	S rata- rata	hf (m)	he (m)	E2 (m)	E3 (m)	ΔE (m)
0.2	6	1.2	6.4	0.107	11.144	0.140	0.000	0.070	1.051	1.066	4.863	8.654	3.790
0.25	6	1.5	6.5	0.142	8.915	0.068	0.000	0.034	0.510	0.652	4.863	5.468	0.604
0.27	6	1.59	6.5	0.152	8.405	0.056	0.000	0.028	0.422	0.572	4.863	4.863	0.000
0.3	6	1.8	6.6	0.177	7.429	0.038	0.000	0.019	0.284	0.432	4.863	3.832	-1.031

(Sumber : perhitungan)

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.3 di atas didapatkan nilai d_3 yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ dengan $d_3 = 0,27 \text{ m}$.

Perhitungan selanjutnya adalah saluran peluncur berbentuk terompet. Dalam perhitungan ini besarnya kedalaman air pada hilir saluran peluncur lurus (d_3) digunakan sebagai kedalaman air pada hulu saluran peluncur berbentuk terompet, kemudian dihitung dengan cara *trial error* besarnya kedalaman air pada hilir saluran

peluncur berbentuk terompét (d_4) hingga didapatkan nilai yang memenuhi persamaan $E_3 = E_4$.



Gambar 5.3 *Garis Energi Saluran peluncur Terompét*

Pada bagian berbentuk terompét ini, panjang saluran ditentukan berdasarkan nilai θ , sedangkan nilai θ ditentukan oleh besarnya bilangan Froude (Fr) dengan rumus sebagai berikut.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

dimana:

Fr = bilangan Froude

V = kecepatan aliran (m/dtk)

d = kedalaman aliran (m)

Hasil perhitungan panjang saluran terompét adalah sebagai berikut.

$$Fr = \frac{8,287}{\sqrt{9,8 \times 0,27}} = 5,104$$

$$\tan \theta = \frac{1}{3 Fr} = \frac{1}{3 \times 5,104} = 0,0653$$

$$L = \frac{1}{\tan \theta} = \frac{1}{0,0653} = 15,3 \approx 16 \text{ m}$$

Direncanakan :

$$d_3 = 0,27 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
V_3 &= 8,278 \text{ m/dt} \\
R^{4/3} &= 0,155 \text{ m} \\
Z_3 &= 3,5 \text{ m} \\
n &= 0,011 \\
E_3 &= z_3 + d_3 + (V_3^2/2g) \\
&= 3,5 + 0,27 + (8,278^2/2 \times 9,8) \\
&= 6,77 \text{ m} \\
S_3 &= (V_3^2 \cdot n^2)/R_3^{4/3} \\
&= (8,278^2 \times 0,011^2)/0,155 \\
&= 0,05
\end{aligned}$$

Misalkan, $d_4 = 0,1 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
P_4 &= b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0,1) = 10,2 \text{ m} \\
A_4 &= b \times h = 10 \times 0,1 = 1 \text{ m}^2 \\
R_4 &= A_4/P_4 = 1/10,2 = 0,1 \text{ m} \\
R_4^{4/3} &= 0,1^{4/3} = 0,05 \\
V_4 &= Q/A_4 = 13,373/1 = 13,373 \text{ m/dt} \\
S_4 &= (V_4^2 \cdot n^2)/R_4^{4/3} \\
&= (13,373^2 \times 0,011^2)/0,05 = 0,479 \\
S_{\text{rata-rata}} &= (S_3 + S_4)/2 \\
&= (0,05 + 0,479)/2 \\
&= 0,266 \\
h_f &= S_{\text{rata-rata}} \times L = 0,266 \times 16 = 4,259 \text{ m} \\
h_e &= k \cdot (\Delta V^2/2g) \\
&= 0,2 \times ((13,373^2 - 8,278^2)/(2 \times 9,8)) \\
&= 1,066 \text{ m} \\
E_4 &= z_2 + d_3 + (V_4^2/2g) + h_f + h_e \\
&= 0 + 0,1 + (13,373^2/2 \times 9,8) + 4,259 + 1,066 \\
&= 13,75 \text{ m}
\end{aligned}$$

Perhitungan dengan nilai $d_4 = 0.10 \text{ m}$ tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_4 yang ditunjukkan dalam Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 *Perhitungan saluran peluncur terompet*

d_4 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	$R^{4/3}$ (m)	V_4 (m/dt)	S_4	S_3	Sf rata- rata	hf (m)	he (m)	E_3 (m)	E_4 (m)	ΔE (m)
0.10	10.00	1.00	10.20	0.05	13.373	0.479	0.056	0.267	4.279	0.252	7.37	13.75	6.39
0.14	10.00	1.32	10.26	0.06	10.123	0.191	0.056	0.124	1.976	0.030	7.37	7.37	0.00
0.15	10.00	1.50	10.30	0.08	8.915	0.126	0.056	0.091	1.454	0.003	7.37	5.66	-1.71
0.2	10.00	2	10.4	0.111	6.687	0.049	0.056	0.052	0.839	0.030	7.37	3.350	-4.019

(Sumber : perhitungan)

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.4 di atas didapatkan nilai d_4 yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ dengan $d_3 = 0,14$ m.

5.1.5 Perhitungan Kolam Olak

Kolam olak yang digunakan adalah kolam olakan datar, sedangkan untuk menentukan tipe dari kolam olakan ini disesuaikan dengan karakteristik masing-masing tipe kolam olakan, salah satunya adalah bilangan Froude (Fr). Perhitungan bilangan Froude dilakukan dengan menggunakan data-data perhitungan saluran peluncur berbentuk terompet yang hasilnya adalah sebagai berikut.

$$V_4 = 9,740 \text{ m/dt}$$

$$d_4 = 0,14 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_4}{\sqrt{g \cdot d_4}} = \frac{9,740}{\sqrt{9,8 \times 0,14}} = 8,397$$

Berdasarkan perhitungan nilai V dan nilai Fr maka Jenis kolam olak yang sesuai adalah kolam olak datar tipe III karena memiliki karakteristik $V < 18$ m/dt, dan $Fr > 4.5$. Tinggi loncatan air pada kolam olakan (d_5) dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut.

$$\frac{d_5}{d_4} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$\frac{d_5}{0,14} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + (8 \times 8,397^2)} - 1)$$

$$d_5 = 1,56 \text{ m}$$

Nilai Fr yang digunakan dalam pembacaan Grafik 2.12 dan diperoleh nilai $L/D = 2,5$, sehingga panjang kolam olakan dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} L/D &= 2,5 \\ L &= 2,5 \times d_5 \\ &= 2,5 \times 1,56 \\ &= 3,9 \text{ m} = 4 \text{ m} \end{aligned}$$

5.1.6 Perhitungan Saluran Tambahan

5.1.6.1 Perhitungan Saluran Saat Belokan

Saluran belokan diperlukan untuk mengarahkan aliran akibat posisi pelimpah langsung tidak tepat lurus menuju sungai di hilir. Pada saluran belokan ini muka air antara tikungan dalam dan tikungan luar mempunyai beda tinggi. Hal ini akibat adanya pengaruh aliran superkritis pada saluran melengkung.

Data-data perhitungan kondisi muka air pada saluran belokan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} b_1 &= 10 \text{ m} \\ b_2 &= 10 \text{ m} \\ L &= 17,24 \text{ m} \\ z_1 &= 0 \text{ m} \\ d_1 &= 1,56 \text{ m} \\ A_1 &= 15,63 \text{ m}^2 \\ P_1 &= 13,13 \text{ m} \\ R_1 &= 1,19 \text{ m} \\ R^{4/3} &= 1,26 \text{ m} \\ V &= 9,740 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 g &= 9,81 \text{ m/dt}^2 \\
 n &= 0,011 \\
 E_1 &= z_1 + d_1 + (V^2/2g) \\
 &= 0 + 1,56 + (9,74^2/2 \times 9,8) \\
 &= 6,4 \text{ m} \\
 S_1 &= (V^2 \cdot n^2) / R^{4/3} \\
 &= (9,74^2 \times 0,011^2) / 1,26^{4/3} \\
 &= 0,009
 \end{aligned}$$

Kecepatan pada saluran tikungan dapat dihitung dengan pendekatan rumus seperti berikut.

$$\tan \theta = \frac{2V^2}{gR}$$

(Suyono Sosrodarsono)

Dimana,

θ = sudut kelengkungan = 66°

R = jari-jari kelengkungan (m)

V = kecepatan (m/dt)

Pada tikungan dalam ($R = 11,49 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}
 \tan 66 &= \frac{2 \times V^2}{9,8 \times 11,49} \\
 V &= 11,24 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Pada tikungan luar ($R = 22,98 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}
 \tan 66 &= \frac{2 \times V^2}{9,8 \times 22,98} \\
 V &= 15,9 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Pada tengah saluran ($R = 17,24 \text{ m}$)

$$\begin{aligned}
 \tan 66 &= \frac{2 \times V^2}{9,8 \times 17,24} \\
 V &= 13,77 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Sedangkan beda tinggi antara muka air di tikungan yaitu antara ketinggian permukaan air pada tanggul bagian dalam dan bagian luar dihitung dengan pendekatan yang dilakukan oleh Apmann yang mengasumsikan kecepatan yang berbeda sehingga rumusnya adalah sebagai berikut.

$$\Delta H = \frac{KV^2}{2g}$$

Dimana, $K = \frac{B}{R}$ dengan nilai $\leq 0,7$

B = lebar saluran (m)

R = jari-jari kelengkungan (lengkung tengah) (m)

$$\Delta H = \frac{10 \times 13,77^2}{17,24 \times 2 \times 9,8} = 1,6 \text{ m}$$

Untuk itu ada pertimbangan dalam merancang aliran superkritis, yaitu dengan memperkecil superelevasi dan pola gangguan gelombang silang. Knapp memberikan beberapa metode berikut untuk mencapai tujuan tersebut, yaitu:

- a) Miring tikungan (banking)

Adanya pemakaian dasar yang dimiringkan sebesar:

$$S = \frac{V^2}{gR}$$

- b) Baling-baling lengkungan majemuk
- c) Lengkungan transisi (kurva transisi)
- d) Ambang diagonal

(Sumber: Van te Chow)

Pada perencanaan ini hanya dihitung salah satu metode untuk mengurangi superelevasi yang terjadi yaitu dengan membuat dasar dari saluran menjadi miring (miring tikungan). Metode ini cocok digunakan untuk

saluran yang keadaan alirannya sama dengan dirancangnya. Kelemahan metode ini adalah kemungkinan terjadinya erosi pada dinding dalam jika alirannya lambat.

$$S = \frac{13,77^2}{9,81 \times 17,24} = 1,12$$

Jadi kemiringan dasar saluran pembelok dibuat miring ke dalam sebesar 0,33.

Selanjutnya perhitungan dilanjutkan dengan menghitung tinggi air di hilir saluran tikungan (d_2) dengan menggunakan cara *trial error*.

Misalkan $d_1 = 0,1$ m

$$P_2 = b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0,1) = 10,2 \text{ m}$$

$$A_2 = b \times h = 10 \times 0,1 = 1 \text{ m}^2$$

$$R_2 = A_2/P_2 = 1/10,2 = 0,1 \text{ m}$$

$$R_2^{4/3} = 0,1^{4/3} = 0,05$$

$$V_2 = Q/A_2 = 13,373/1 = 13,373 \text{ m/dt}$$

$$S_2 = (V_2^2 \cdot n^2)/R_2^{4/3} \\ = (13,373^2 \times 0,011^2)/0,05 = 0,254$$

$$S_{\text{rata-rata}} = (S_1 + S_2)/2 \\ = (0,009 + 0,254)/2 \\ = 0,244$$

$$h_f = S_{\text{rata-rata}} \times L = 0,244 \times 16 = 4,205 \text{ m}$$

$$h_e = k \cdot (\Delta V^2/2g) \\ = 0,2 \times ((13,373^2 - 13,373^2)/(2 \times 9,8)) \\ = 0 \text{ m}$$

$$E_2 = z_2 + d_1 + (V_2^2/2g) + h_f + h_e \\ = 0 + 0,1 + (13,373^2/2 \times 9,8) + 4,205 + 0 \\ = 13,43 \text{ m}$$

Perhitungan dengan nilai $d_2 = 0,10$ m tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_2 yang ditunjukkan dalam Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 *Perhitungan saluran tikungan*

d2 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	R ^{4/3} (m)	V2 (m/dt)	S2	S1	S rata- rata	hf (m)	he (m)	E1 (m)	E2 (m)	ΔE (m)
0.10	10.00	1.00	10.20	0.05	13.37	0.479	0.009	0.244	4.205	0.000	6.40	13.43	7.03
0.14	10.00	1.40	10.28	0.07	9.57	0.158	0.009	0.084	1.443	0.148	6.40	6.40	0.00
0.50	10.00	5.00	11.00	0.35	2.67	0.002	0.009	0.006	0.100	1.168	6.40	2.13	- 4.27
1	10.00	10	12	0.784	1.34	0.000	0.009	0.005	0.081	1.478	6.40	2.65	- 3.75

(Sumber : perhitungan)

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.5 di atas didapatkan nilai d yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ dengan $d_2 = 0,14$ m.

5.1.6.2 Perhitungan Saluran Saat Lurus

Selanjutnya, perhitungan dilanjutkan mencari nilai d_3 pada saluran tambahan lurus dengan cara *trial error*. Data-data perhitungan kondisi muka air pada saluran tambahan lurus adalah sebagai berikut.

$$b_2 = 10 \text{ m}$$

$$b_3 = 10 \text{ m}$$

$$L = 56,77 \text{ m}$$

$$z_2 = 1 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,14 \text{ m}$$

$$A_2 = 1,39 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 10,28 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,10 \text{ m}$$

$$R_2^{4/3} = 0,05 \text{ m}$$

$$V = 9,57 \text{ m/dt}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dt}^2$$

$$n = 0,011$$

$$\begin{aligned} E_2 &= z_2 + d_1 + (V^2/2g) \\ &= 1 + 0,105 + (9,57^2/2 \times 9,8) \\ &= 5,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_2 &= (V^2 \cdot n^2) / R^{4/3} \\
 &= (9,57^2 \times 0,011^2) / 0,05^{4/3} \\
 &= 0,16
 \end{aligned}$$

Misalkan $d_2 = 0,1 \text{ m}$

$$P_3 = b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0,1) = 10,2 \text{ m}$$

$$A_3 = b \times h = 10 \times 0,1 = 1 \text{ m}^2$$

$$R_3 = A_2 / P_2 = 1 / 10,2 = 0,1 \text{ m}$$

$$R_3^{4/3} = 0,1^{4/3} = 0,05$$

$$V_3 = Q / A_2 = 13,373 / 1 = 13,373 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned}
 S_3 &= (V_2^2 \cdot n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= (13,373^2 \times 0,011^2) / 0,05 = 0,479
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{rata-rata}} &= (S_1 + S_2) / 2 \\
 &= (0,009 + 0,479) / 2 \\
 &= 0,244
 \end{aligned}$$

$$h_f = S_{\text{rata-rata}} \times L = 0,244 \times 56,77 = 4,205 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h_e &= k \cdot (\Delta V^2 / 2g) \\
 &= 0,2 \times ((13,373^2 - 13,373^2) / (2 \times 9,8)) \\
 &= 0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_3 &= z_2 + d_2 + (V_2^2 / 2g) + h_f + h_e \\
 &= 0 + 0,1 + (9,74^2 / 2 \times 9,8) + 4,205 + 0 \\
 &= 13,43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan dengan nilai $d_2 = 0.10 \text{ m}$ tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_2 yang ditunjukkan dalam Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Perhitungan saluran tambahan lurus

d3 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	R ^{4/3} (m)	V3 (m/dt)	S3	S2	S rata- rata	hf (m)	he (m)	E2 (m)	E3 (m)	ΔE (m)
0.10	10.00	1.00	10.20	0.05	13.37	0.479	0.158	0.318	5.491	0.000	5.81	14.72	8.91
0.17	10.00	1.68	10.34	0.09	7.96	0.086	0.158	0.122	2.110	0.2990	5.81	5.81	0.00
0.20	10.00	2.00	10.40	0.11	6.69	0.049	0.158	0.104	1.785	0.456	5.81	4.72	-1.09
0.3	10.00	3	10.6	0.186	4.46	0.013	0.158	0.086	1.476	0.811	5.81	3.60	-2.21

(Sumber : perhitungan)

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.6 di atas didapatkan nilai d yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ dengan $d_2 = 0,17$ m.

5.2 Analisa Stabilitas Spillway

5.2.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah

5.2.1.1 Gaya Tekan *Uplift*

Pada kondisi muka air setinggi mercu ini, diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$L_v = 27,97 \text{ m}$$

$$L_h = 122,86 \text{ m}$$

$$\Sigma L = L_v + 1/3 L_h$$

$$= 27,97 + (1/3 \times 122,86)$$

$$= 68,92 \text{ m}$$

$$\Delta H = 139,95 - 128,00 = 11,95 \text{ m}$$

Asumsi bendung berada pada **kerikil kasar termasuk berangkal**, $C = 3$

$$\Delta H.C = 11,95 \text{ m} \times 3$$

$$= 35,85 \text{ m}$$

$$\Sigma L > \Delta H.C \text{ (OK)}$$

Besarnya gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini, sedangkan diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran.

Tabel 5.7 Perhitungan gaya tekan uplift kondisi air setinggi mercu

No Titik	ΔH	Panjang rembesan				ΣL	$L_x * \Delta H / \Sigma L$	H_x	U_x
		L_v	L_h	$1/3 L_h$	L_x				
1	2	3	4	5	$6 = 3+5$	7	$8 = 6*2/7$	9	$10 = 9-8$
0	11.95	0	0	0.00	0.00	49.83	0.00	3	3.00
1	11.95	2.5	0	0.00	2.50	49.83	0.60	5.5	4.90
2	11.95	2.5	1	0.33	2.83	49.83	0.68	5.5	4.82
3	11.95	1.5	1	0.33	1.83	49.83	0.44	4.5	4.06
4	11.95	1.5	3.3	1.10	2.60	49.83	0.62	4.5	3.88

No Titik	ΔH	Panjang rembesan				ΣL	$L_x * \Delta H / \Sigma L$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	$6 = 3+5$	7	$8 = 6*2/7$	9	$10 = 9-8$
5	11.95	2.5	3.3	1.10	3.60	49.83	0.86	5.5	4.64
6	11.95	2.5	4.3	1.43	3.93	49.83	0.94	5.5	4.56
7	11.95	1.5	4.3	1.43	2.93	49.83	0.70	4.5	3.80
8	11.95	1.5	5	1.67	3.17	49.83	0.76	4.5	3.74
9	11.95	2.5	5	1.67	4.17	49.83	1.00	5.5	4.50
10	11.95	2.5	6	2.00	4.50	49.83	1.08	5.5	4.42
11	11.95	1	6	2.00	3.00	49.83	0.72	4	3.28
12	11.95	2	16	5.33	7.33	49.83	1.76	5	3.24
13	11.95	4.2	17	5.67	9.87	49.83	2.37	7.2	4.83
14	11.95	4.2	18	6.00	10.20	49.83	2.45	7.2	4.75
15	11.95	2.2	18	6.00	8.20	49.83	1.97	5.2	3.23
16	11.95	4.6	30.91	10.30	14.90	49.83	3.57	7.6	4.03
17	11.95	6.96	30.91	10.30	17.26	49.83	4.14	9.96	5.82
18	11.95	6.96	31.96	10.65	17.61	49.83	4.22	9.96	5.74
19	11.95	4.96	33	11.00	15.96	49.83	3.83	7.96	4.13
20	11.95	8.46	47	15.67	24.13	49.83	5.79	11.46	5.67
21	11.95	10.62	48	16.00	26.62	49.83	6.38	13.62	7.24
22	11.95	10.62	49	16.33	26.95	49.83	6.46	13.62	7.16
23	11.95	8.62	49	16.33	24.95	49.83	5.98	11.62	5.64
24	11.95	8.62	50	16.67	25.29	49.83	6.06	11.62	5.56
25	11.95	10.62	50	16.67	27.29	49.83	6.54	13.62	7.08
26	11.95	10.62	51	17.00	27.62	49.83	6.62	13.62	7.00
27	11.95	8.62	51.93	17.31	25.93	49.83	6.22	11.62	5.40
28	11.95	9.62	121.83	40.61	50.23	49.83	12.05	12.62	0.57
29	11.95	10.66	122.88	40.96	51.62	49.83	12.38	13.67	1.29
30	11.95	10.66	123.88	41.29	51.95	49.83	12.46	13.67	1.21
31	11.95	8.54	123.88	41.29	49.83	49.83	11.95	12.55	0.60

(Sumber : perhitungan)

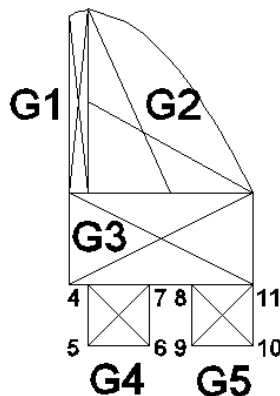
5.2.1.2 Berat Konstruksi

Untuk perhitungan titik berat konstruksi dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa bagian agar mempermudah dalam melakukan perhitungan. Dalam perhitungan ini digunakan titik 3 sebagai titik acuan dalam perhitungan. Sketsa gambar untuk penentuan titik berat digambarkan pada gambar 5.5. Hasil perhitungan berat konstruksi akan ditunjukkan dalam Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Perhitungan titik berat konstruksi

Berat	Jumlah	Jarak hor ke titik 3	Moment	Jarak ver ke titik 4	Moment
1	2	3	$4 = 2 \times 3$	5	$6 = 2 \times 5$
G1	2.16	0.15	0.324	3.2	6.912
G2	4.05	1.3	5.265	2.8	11.34
G3	12.024	1.7	20.4408	0.8	9.6192
G4	2.4	0.9	2.16	0.6	1.44
G5	2.4	2.8	6.72	0.6	1.44
Total	23.034		34.9098		30.7512

(Sumber : perhitungan)



Gambar 5.4 Sketsa Gambar Pembagian Titik Berat Konstruksi

Sehingga titik berat konstruksi didapatkan seperti pada perhitungan berikut.

- Jarak horizontal (x) $= \Sigma M.h / \Sigma G$
 $= 34,91 / 23,034$
 $= 1,3 \text{ m (dari titik acuan)}$
- Jarak vertikal (y) $= \Sigma M.v / \Sigma G$
 $= 30,75 / 23,034$
 $= 1,5 \text{ m (dari titik acuan)}$

5.2.1.3 Kontrol Guling

Perhitungan kontrol guling ini dilakukan dengan menghitung besarnya momen-momen yang bekerja pada titik putar akibat tekanan air (H_a), tekanan tanah aktif (E_p), tekanan tanah pasif (E_p), *uplift forces* (U) dan berat sendiri konstruksi. Dalam perhitungan ini diambil titik 11 sebagai titik putar. Besarnya momen yang bekerja ditunjukkan dalam Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5.9 Perhitungan momen kondisi muka air setinggi
mercu pelimpah

Gaya	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen Guling (tm)	Momen Penahan (tm)	
Ha	4.50	3.30	14.85	104.35	
Ep	31.62	3.30	55.35		
Ea	33.55	1.65			
G1	2.16	2.85			6.16
G2	4.05	1.35			5.47
G3	12.02	1.50			18.04
G4	2.40	2.20			5.28
G5	2.40	0.50			1.20
U1 (4-5)	4.26	3.30	2.30	14.05	
U2 (5-6)	4.60	0.50		2.30	
U3 (6-7)	4.18	0.50		2.09	
U4 (7-8)	3.77	0.75		2.83	

Gaya	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen Guling (tm)	Momen Penahan (tm)
U5 (8-9)	4.12	0.75	4.86	3.09
U6 (9-10)	4.46	1.09		2.89
U7 (10-11)	3.85	0.75		
Jumlah			82.28	162.82

(Sumber : perhitungan)

Kontrol stabilitas spillway terhadap guling dihitung dengan cara seperti berikut.

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq \text{SF}$$

$$\frac{162,82}{82,28} \geq 1.25$$

$$1.98 \geq 1.25 \text{ (OK)}$$

5.2.1.4 Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan menghitung besarnya gaya-gaya horizontal dan vertikal yang bekerja. Besarnya gaya-gaya tersebut ditunjukkan dalam Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.10 Perhitungan gaya vertikal dan horisontal muka air setinggi mercu pelimpah

Horizontal (t)		Vertikal (t)	
Ha	4.50	G1	2.16
Ep	-31.62	G2	4.05
Ea	33.55	G3	12.02
U1 (4-5)	4.26	G4	2.40
U3 (6-7)	-4.18	G5	2.40
U5 (8-9)	4.12	U2 (5-6)	-4.12
U7 (10-11)	3.85	U4 (7-8)	-3.77
		U6 (9-10)	-4.46
Jumlah	10.623		15.145

(Sumber : perhitungan)

Kontrol stabilitas spillway terhadap geser dapat dihitung dengan cara seperti berikut.

$$\frac{\sum V.f}{\sum H} \geq SF$$

$$1.28 \geq 1.20 \text{ (OK)}$$

5.2.1.5 Kontrol Terhadap Retak

Kontrol stabilitas spillway terhadap retak dihitung dengan cara seperti berikut.

$$e = \left| \frac{10}{2} - \frac{80,54}{12,145} \right| \leq \frac{10}{6}$$

$$1,63 \leq 1,67 \text{ (OK)}$$

5.2.2 Kondisi Muka Air Banjir

5.2.2.1 Gaya Tekan *Uplift*

Pada kondisi muka air banjir ini, diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$L_v = 27,97 \text{ m}$$

$$L_h = 122,86 \text{ m}$$

$$\Sigma L = L_v + 1/3 L_h$$

$$= 27,97 + (1/3 \times 122,86)$$

$$= 68,92 \text{ m}$$

$$\Delta H = 141,00 - 128,00 = 13 \text{ m}$$

Asumsi bendung berada pada **kerikil kasar termasuk berangkal**, $C = 3$

$$\Delta H.C = 13 \text{ m} \times 3$$

$$= 39 \text{ m}$$

$$\Sigma L > \Delta H.C \text{ (OK)}$$

Besarnya gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini, sedangkan diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran.

Tabel 5.11 Perhitungan gaya tekan uplift kondisi air banjir

No Titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$L_x * \Delta H / \Sigma L$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	$6 = 3+5$	7	$8 = 6*2/7$	9	$10 = 9-8$
0	13	0	0	0.00	0.00	49.83	0.00	4.05	4.05
1	13	2.5	0	0.00	2.50	49.83	0.65	6.55	5.90
2	13	2.5	1	0.33	2.83	49.83	0.74	6.55	5.81
3	13	1.5	1	0.33	1.83	49.83	0.48	5.55	5.07
4	13	1.5	3.3	1.10	2.60	49.83	0.68	5.55	4.87
5	13	2.5	3.3	1.10	3.60	49.83	0.94	6.55	5.61
6	13	2.5	4.3	1.43	3.93	49.83	1.03	6.55	5.52
7	13	1.5	4.3	1.43	2.93	49.83	0.77	5.55	4.78
8	13	1.5	5	1.67	3.17	49.83	0.83	5.55	4.72
9	13	2.5	5	1.67	4.17	49.83	1.09	6.55	5.46
10	13	2.5	6	2.00	4.50	49.83	1.17	6.55	5.38
11	13	1	6	2.00	3.00	49.83	0.78	5.05	4.27
12	13	2	16	5.33	7.33	49.83	1.91	6.05	4.14
13	13	4.2	17	5.67	9.87	49.83	2.57	8.25	5.68
14	13	4.2	18	6.00	10.20	49.83	2.66	8.25	5.59
15	13	2.2	18	6.00	8.20	49.83	2.14	6.25	4.11
16	13	4.6	30.91	10.30	14.90	49.83	3.89	8.65	4.76
17	13	6.96	30.91	10.30	17.26	49.83	4.50	11.01	6.51
18	13	6.96	31.96	10.65	17.61	49.83	4.59	11.01	6.42
19	13	4.96	33	11.00	15.96	49.83	4.16	9.01	4.85
20	13	8.46	47	15.67	24.13	49.83	6.29	12.51	6.22
21	13	10.62	48	16.00	26.62	49.83	6.94	14.67	7.73
22	13	10.62	49	16.33	26.95	49.83	7.03	14.67	7.64
23	13	8.62	49	16.33	24.95	49.83	6.51	12.67	6.16
24	13	8.62	50	16.67	25.29	49.83	6.60	12.67	6.07
25	13	10.62	50	16.67	27.29	49.83	7.12	14.67	7.55
26	13	10.62	51	17.00	27.62	49.83	7.21	14.67	7.46
27	13	8.62	51.93	17.31	25.93	49.83	6.76	12.67	5.91
28	13	9.62	121.83	40.61	50.23	49.83	13.10	13.67	0.57
29	13	10.66	122.88	40.96	51.62	49.83	13.47	14.72	1.25
30	13	10.66	123.88	41.29	51.95	49.83	13.55	14.72	1.17

No Titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$L_x \cdot \Delta H / \Sigma L$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	$6 = 3+5$	7	$8 = 6 \cdot 2/7$	9	$10 = 9-8$
31	13	8.54	123.88	41.29	49.83	49.83	13.00	13.6	0.60

(Sumber : perhitungan)

5.2.2.2 Titik Berat Konstruksi

Untuk perhitungan titik berat konstruksi kondisi muka air banjir sama dengan perhitungan saat kondisi muka air setinggi mercu pelimpah. Sehingga di dapatkan titik berat seperti berikut ini.

- Jarak horizontal (x) $= \Sigma M.h / \Sigma G$
 $= 34,91/23,034$
 $= 1,3 \text{ m (dari titik acuan)}$
- Jarak vertikal (y) $= \Sigma M.v / \Sigma G$
 $= 30,75/ 23,034$
 $= 1,5 \text{ m (dari titik acuan)}$

5.2.2.3 Kontrol Guling

Perhitungan kontrol guling ini dilakukan dengan menghitung besarnya momen-momen yang bekerja pada titik putar akibat tekanan air (H_a), tekanan tanah aktif (E_p), tekanan tanah pasif (E_p), *uplift forces* (U) dan berat sendiri konstruksi. Dalam perhitungan ini diambil titik 11 sebagai titik putar. Besarnya momen yang bekerja ditunjukkan dalam Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Perhitungan momen kondisi muka air banjir

Gaya	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen Guling (tm)	Momen Penahan (tm)
H_a	2.13	3.30	7.02	
E_p	31.62	3.30		104.35

Gaya	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen Guling (tm)	Momen Penahan (tm)
Ea	33.55	1.65	55.35	
G1	2.16	2.85		6.16
G2	4.05	1.35		5.47
G3	12.02	1.50		18.04
G4	2.40	2.20		5.28
G5	2.40	0.50		1.20
U1 (4-5)	5.24	3.30		17.30
U2 (5-6)	5.57	0.50	2.78	2.78
U3 (6-7)	5.15	0.50	2.58	
U4 (7-8)	4.75	0.75	3.57	
U5 (8-9)	5.09	0.75		3.82
U6 (9-10)	5.42	1.09	5.91	
U7 (10-11)	4.82	0.75		3.62
Jumlah			77.20	168.01

(Sumber : perhitungan)

Kontrol stabilitas spillway terhadap guling dihitung dengan cara seperti berikut.

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{168,01}{77,20} \geq 1.25$$

$$2,81 \geq 1.25 \text{ (OK)}$$

5.2.2.4 Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan menghitung besarnya gaya-gaya horizontal dan vertikal yang bekerja. Besarnya gaya-gaya tersebut ditunjukkan dalam Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 *Perhitungan gaya-gaya vertikal dan horisontal kondisi muka air banjir*

Horisontal (t)		Vertikal (t)	
Ha	2.13	G1	2.16
Ep	-31.62	G2	4.05
Ea	33.55	G3	12.02
U1 (4-5)	5.24	G4	2.40
U3 (6-7)	-5.15	G5	2.40
U5 (8-9)	5.09	U2 (5-6)	-5.09
U7 (10-11)	4.82	U4 (7-8)	-4.75
		U6 (9-10)	-5.42
Jumlah	9.229		13.186

(Sumber : perhitungan)

Kontrol stabilitas spillway terhadap geser dapat dihitung dengan cara seperti berikut.

$$\frac{\sum V.f}{\sum H} \geq SF$$

$$1.29 \geq 1.20 \text{ (OK)}$$

Dari perhitungan stabilitas yang sudah dilakukan, pada kondisi muka air setinggi mercu pelimpah dan kondisi muka banjir, dapat disimpulkan bahwa desain spillway dikategorikan aman karena masih dalam batas aman yang diizinkan.

5.2.2.5 Kontrol Terhadap Retak

Kontrol stabilitas spillway terhadap retak dihitung dengan cara seperti berikut.

$$e = \left| \frac{10}{2} - \frac{80,54}{12,145} \right| \leq \frac{10}{6}$$

$$1,63 \leq 1,67 \text{ (OK)}$$

BAB VI

ANALISA TUBUH EMBUNG

6.1 Perhitungan Tinggi Embung

Yang dimaksud dengan tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Makin besar volume efektif embung makin tinggi puncak embung yang kita rencanakan.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai total kapasitas embung sebesar 301388,72 m³ dengan tinggi HWL (*High Water Level*) sebagai elevasi ambang pelimpah (*spillway*) yang didapatkan dari grafik lengkung kapasitas terletak pada elevasi +138,90 m dan dasar embung terletak pada elevasi +128,00 m.

Sesuai standar tinggi ruang bebas Jancolds pada tabel 2.10, bendungan urugan dengan tinggi <50 m memiliki tinggi jagaan sebesar 2 m. Tinggi total bendungan dapat dihitung dengan persamaan 2.45.

$$H_d = (139,95 - 128,00) + 2 = 13,95 \text{ m}$$

6.2 Perhitungan Kemiringan Lereng Hilir dan Hulu Embung

Penentuan kemiringan lereng bendungan dapat menggunakan data tanah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi &= 13^\circ \\ SF &= 1,5 \\ \gamma_t &= 1,640 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1,940 \text{ t/m}^3 \\ k &= 0,12\end{aligned}$$

Perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu embung menggunakan rumus-rumus sebagai berikut.

Kemiringan lereng hulu (m) :

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma \times \tan \phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)} \dots \dots \dots (6.1)$$

$$1,5 = \frac{m - (0,12 \times (1,940 - 1)x \tan 13)}{1 + (0,12 \times (1,940 - 1)x m)}$$

$$1,5 = \frac{m - 0,03}{1 + 0,1128 m}$$

$$1,5 + 0,17 m = m - 0,03$$

$$0,83 m = 1,53$$

$$m = 1,84 \approx 2$$

Sehingga kemiringan lereng hilir embung direncanakan adalah 1:2. Sedangkan untuk kemiringan lereng hilir dihitung dengan rumus berikut.

$$SF = \frac{n - (k \times \tan \phi)}{1 + (k \times n)} \dots \dots \dots (6.2)$$

$$1,5 = \frac{n - (0,12 \times \tan 13)}{1 + 0,12n}$$

$$1,5 = \frac{n - 0,03}{1 + 0,12n}$$

$$1,5 + 0,18 n = n - 0,03$$

$$0,82 n = 1,53$$

$$n = 1,87 \approx 2$$

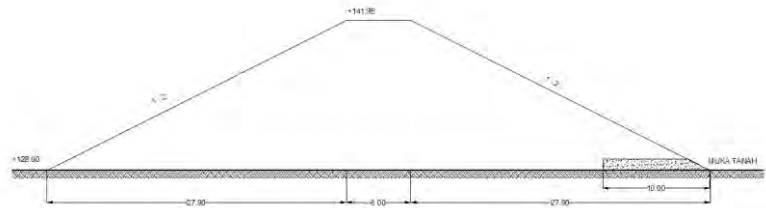
Sehingga kemiringan lereng hulu embung direncanakan adalah 1:2.

6.3 Perhitungan Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu pula diperhatikan sebagai jalan, guna keperluan pemeliharaan embung.

Lebar mercu embung dicari dengan persamaan 2.46 sebagai berikut.

$$b = 3,6 \times 13,95^{1/3} - 3 = 5,67 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$



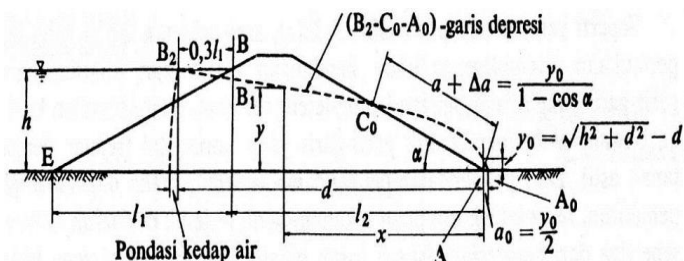
Gambar 6.1 Dimensi Tubuh Embung

6.4 Perhitungan Formasi Garis Depresi

Pehitungan formasi garis depresi dilakukan untuk mengetahui kemampuan daya tahan tubuh embung terhadap gaya – gaya yang ditimbulkan oleh aliran filtrasi yang mengalir melalui celah – celah antara butiran material pembentuk tubuh embung. Penentuan formasi garis depresi pada tugas akhir ini ditinjau pada saat:

- Kondisi muka air banjir
- Kondisi muka air penuh (setinggi mercu)
- Kondisi muka air setinggi *dead storage*

Rumus yang digunakan adalah Metode Cassagrande seperti yang tertulis pada persamaan 2.39 sampai 2.41.



(Bendungan tipe urugan, Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 6.2 Garis Depresi

6.3.1 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir

Pada saat kondisi muka air banjir perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Elevasi muka air banjir = +139,95
- Elevasi dasar embung = +128,00
- Panjang drain direncanakan = 10 m
- Lebar dasar bendungan = 61,8 m
- Tinggi air (h)
 $h = 139,95 - 128,00$
 $h = 11,95 \text{ m}$
- $L_1 = h \times 2 = 11,95 \times 2 = 23,9 \text{ m}$
- $L_2 = \text{Lebar dasar bendungan} - L_1 - \text{panjang drain}$
 $L_2 = 61,8 - 23,9 - 10 = 27,9 \text{ m}$
- $d = L_2 + 0,3L_1$
 $d = 27,9 + (0,3 \times 23,9)$
 $d = 35,07 \text{ m}$
- $y_o = \sqrt{35,07^2 + 11,95^2} - 35,07$
 $y_o = 1,98 \text{ m}$

Maka persamaan garis parabola bentuk dasar beban depresi dapat diperoleh dengan persamaan 2.41 seperti berikut.

$$y = \sqrt{2,198 \cdot x + 1,98^2} - 1,98 = \sqrt{3,96x + 3,9204} \dots (6.1)$$

Perhitungan koordinat garis depresi yang di hitung dari pangkal hilir selengkapnya dapat dilihat pada tabel 6.1 berikut.

Tabel 6.1 Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir

X	y
-0.99	0.00
0	1.98
5	4.87
10	6.60
15	7.96
20	9.12
25	10.15
30	11.08

- $d = L_2 + 0,3L_1$
 $d = 27,9 + (0,3 \times 21,8)$
 $d = 42,81 \text{ m}$
- $yo = \sqrt{42,81^2 + 10,90^2} - 42,81$
 $yo = 1,37 \text{ m}$

Maka persamaan garis parabola bentuk dasar beban depresi dapat diperoleh dengan persamaan 2.41 seperti berikut.

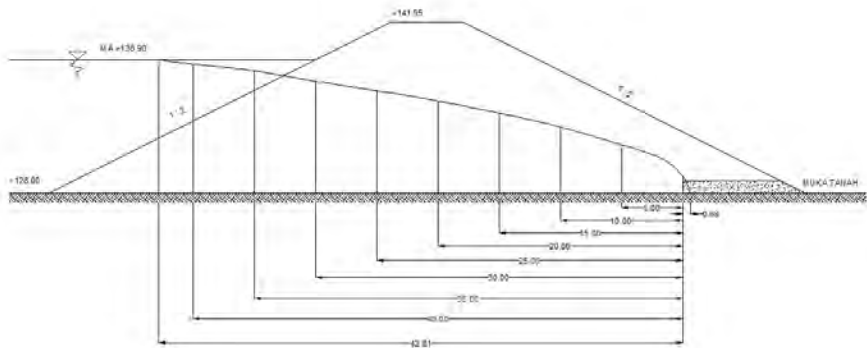
$$y = \sqrt{2.1,37.x + 1,37^2} = \sqrt{2,74x + 1,8769} \dots (6.2)$$

Perhitungan koordinat garis depresi yang di hitung dari pangkal hilir selengkapnya dapat dilihat pada tabel 6.2 berikut.

Tabel 6.2 *Garis Depresi Kondisi Muka Air Penuh*

X	y
-0.68	0.00
0	1.37
5	3.94
10	5.40
15	6.54
20	7.51
25	8.37
30	9.15
35	9.87
40	10.54
42.81	10.90

(Sumber : perhitungan)



Gambar 6.4 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Penuh

6.3.3 Formasi Garis Depresi Kondisi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

Pada saat kondisi muka air setinggi *dead storage* perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Elavasi *dead storage* = +129,16
- Elevasi dasar embung = +128,00
- Panjang drain direncanakan = 10 m
- Lebar dasar bendungan = 61,8 m
- Tinggi air (h)
 $h = 129,16 - 128,00$
 $h = 1,16 \text{ m}$
- $L_1 = h \times 2 = 1,16 \times 2 = 2,32 \text{ m}$
- $L_2 = \text{Lebar dasar bendungan} - L_1 - \text{panjang drain}$
 $L_2 = 61,8 - 2,32 - 10 = 49,48 \text{ m}$
- $d = L_2 + 0,3L_1$
 $d = 49,48 + (0,3 \times 2,32)$
 $d = 50,18 \text{ m}$
- $y_o = \sqrt{50,18^2 + 1,16^2} - 50,18$
 $y_o = 0,01 \text{ m}$

Maka persamaan garis parabola bentuk dasar beban depresi dapat diperoleh dengan persamaan 2.41 seperti berikut.

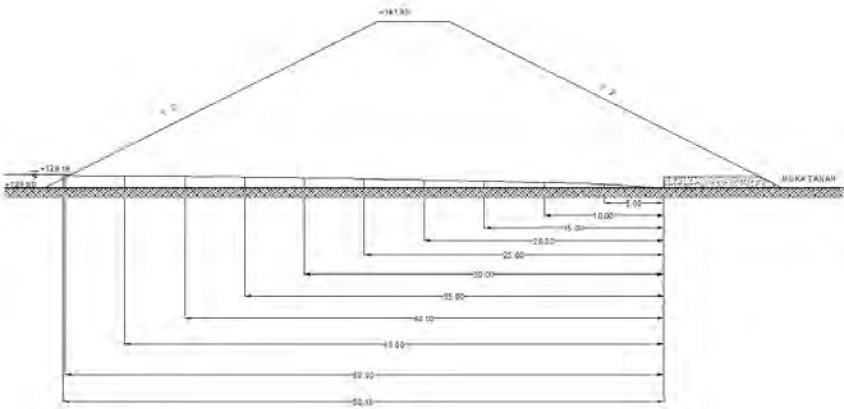
$$y = \sqrt{2.0,01 \cdot x + 0,01^2} = \sqrt{0,02x + 0,0001}..... (6.3)$$

Perhitungan koordinat garis depresi yang di hitung dari pangkal hilir selengkapnya dapat dilihat pada tabel 6.2 berikut.

Tabel 6.3 *Garis Depresi Kondisi Dead Storage*

X	y
-0.01	0
0	0.01
5	0.37
10	0.52
15	0.63
20	0.73
25	0.82
30	0.9
35	0.97
40	1.04
45	1.1
50	1.15
50.18	1.16

(Sumber : perhitungan)



Gambar 6.5 *Formasi Garis Depresi Kondisi Dead Storage*

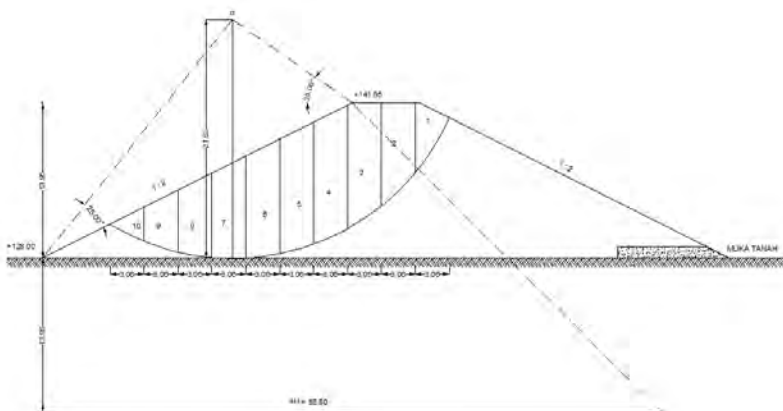
6.5 Perhitungan Stabilitas Tubuh Embung

Stabilitas lereng merupakan masalah utama untuk menghindari jebolnya tubuh embung. Dalam analisis kestabilan lereng ini akan ditinjau pada beberapa keadaan, yaitu :

- Saat kondisi kosong
- Saat kondisi muka air banjir
- Saat kondisi muka air penuh (setinggi mercu)
- Saat kondisi muka air setinggi *dead storage*

Stabilitas lereng tubuh bendungan urugan menggunakan metode bidang irisan diperlukan untuk mengetahui apakah longsor yang terjadi masih memenuhi angka keamanan yang ditentukan. Kontrol stabilitas ini melingkupi analisa longsor pada keadaan normal dengan angka keamanan $SF > 1,5$ dan keadaan gempa dengan angka keamanan $SF > 1,2$.

Untuk perhitungan stabilitas tubuh embung pada tugas akhir ini, bidang longsor dibagi menjadi 10 bagian seperti pada gambar 6.6 berikut.



Gambar 6.6 Bidang Longsor Embung

Data tanah yang digunakan untuk melakukan perhitungan stabilitas tubuh embung adalah sebagai berikut.

$$\phi = 13^\circ$$

$$\gamma_t = 1,640 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1,940 \text{ t/m}^3$$

$$C = 7,47$$

$$e = 0,13$$

6.5.1 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Kosong

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu adalah sebagai berikut ini:

$$A = 9,87 \text{ m}^2$$

$$\gamma_t = 1,640 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma_{sat} \\ &= 9,87 \times 1,940 \\ &= 16,2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 57,72^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 57,72^\circ = 0,85$$

$$\cos \alpha = \cos 57,72^\circ = 0,53$$

$$b = 3,06 \text{ m}$$

$$L = 5,77 \text{ m}$$

$$T = W \times \sin \alpha = 16,2 \times \sin 57,72^\circ = 13,69 \text{ ton}$$

$$N = W \times \cos \alpha = 16,2 \times \cos 57,72^\circ = 8,64 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Ne &= e \times T \\ &= 0,13 \times 13,69 \\ &= 1,74 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Te &= e \times N \\ &= 0,13 \times 8,64 \\ &= 1,10 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$U = 0 \text{ (pada urugan tanah tidak mengalami tekanan hidrostatik)}$$

$$\begin{aligned} C \times L &= 7,47 \times 5,77 \\ &= 43,10 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Tabel 6.4 *Stabilitas tubuh embung kondisi kosong*

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	9.87	1.64	16.2	57.72	0.85	0.53	3.06	5.77	13.69	8.64	1.74	1.10	7.47	43.10
2	23.69	1.64	38.9	55.00	0.82	0.57	3.06	4.27	31.83	22.28	4.04	2.83	7.47	31.90
3	31.31	1.64	51.3	44.32	0.70	0.72	3.06	3.67	35.88	36.74	4.56	4.67	7.47	27.41
4	33.58	1.64	55.1	33.73	0.56	0.83	3.06	5.18	30.58	45.80	3.88	5.82	7.47	38.69
5	32.33	1.64	53.0	24.36	0.41	0.91	3.06	3.17	21.87	48.30	2.78	6.13	7.47	23.68
6	29.57	1.64	48.5	15.66	0.27	0.96	3.06	3.08	13.09	46.69	1.66	5.93	7.47	23.01
7	25.49	1.64	41.8	7.33	0.13	0.99	3.06	3.06	5.33	41.46	0.68	5.27	7.47	22.86
8	19.95	1.64	32.7	-0.85	- 0.01	1.00	3.06	3.14	-0.49	32.71	-0.06	4.15	7.47	23.46
9	13.07	1.64	21.4	- 17.43	- 0.30	0.95	3.06	3.20	-6.42	20.45	-0.82	2.60	7.47	23.90
10	4.63	1.64	7.6	- 26.24	- 0.44	0.90	3.06	3.41	-3.36	6.81	-0.43	0.86	7.47	25.47
Jumlah									142.00	309.90	18.03	39.36		283.49

(Sumber : perhitungan)

- Pada saat normal (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = 1,93 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 2,50 > 1,5 \text{ (OK)}$$

6.5.2 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Banjir

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu adalah sebagai berikut ini:

$$A_1 = 9,86 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{sat} = 1,940 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_t = 1,640 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma_t \\ &= 9,86 \times 1,640 \\ &= 16,17 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma_{sat} \\ &= 0,36 \times 1,940 \\ &= 0,70 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 57,72^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 57,72^\circ = 0,85$$

$$\cos \alpha = \cos 57,72^\circ = 0,53$$

$$b = 3,06 \text{ m}$$

$$L = 5,77 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= W \times \sin \alpha \\ &= (16,17+0,70) \times \sin 57,72^\circ = 14,26 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= W \times \cos \alpha \\ &= (16,17+0,70) \times \cos 57,72^\circ = 9,01 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ne &= e \times T \\ &= 0,13 \times 14,26 \\ &= 1,81 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Te &= e \times N \\ &= 0,13 \times 9,01 \\ &= 1,14 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$U = 0 \text{ (pada urugan tanah tidak mengalami tekanan hidrostatik)}$$

$$\begin{aligned} C \times L &= 7,47 \times 5,77 \\ &= 43,10 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Tabel 6.5 Stabilitas tubuh embung kondisi muka air banjir

Irisan	A (m^2)	γ (t/m^3)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T ($W \sin \alpha$)	N ($W \cos \alpha$)	Ne ($e \cdot T$)	Te ($e \cdot N$)	C	C.L
1	9.86	1.64	16.17	57.72	0.85	0.53	3.06	5.77	14.26	9.01	1.81	1.14	7.47	43.10
	0.36	1.94	0.70											
2	15.04	1.64	24.67	55.00	0.82	0.57	3.06	4.27	33.95	23.77	4.31	3.02	7.47	31.90
	8.65	1.94	16.78											
3	12.91	1.64	21.17	44.32	0.70	0.72	3.06	3.67	39.73	40.69	5.05	5.17	7.47	27.41
	18.40	1.94	35.70											
4	8.18	1.64	13.42	33.73	0.56	0.83	3.06	5.18	34.81	52.14	4.42	6.62	7.47	38.69
	25.40	1.94	49.28											
5	1.87	1.64	3.07	24.36	0.41	0.91	3.06	3.17	25.64	56.63	3.26	7.19	7.47	23.68
	30.46	1.94	59.09											
6	34.21	1.94	66.38	15.66	0.27	0.96	3.06	3.08	17.92	63.91	4.14	14.76	7.47	23.01
7	29.43	1.94	57.10	7.33	0.13	0.99	3.06	3.06	7.28	56.63	1.68	13.07	7.47	22.86
8	23.11	1.94	44.83	-0.85	-0.01	1.00	3.06	3.14	-0.67	44.82	-0.15	10.35	7.47	23.46
9	15.18	1.94	29.46	- 17.43	-0.30	0.95	3.06	3.20	-8.82	28.10	-2.04	6.49	7.47	23.90
10	5.48	1.94	10.63	- 26.24	-0.44	0.90	3.06	3.41	-4.70	9.53	-1.08	2.20	7.47	25.47
Jumlah									159.41	385.23	21.39	70.01		283.49

(Sumber : perhitungan)

- Pada saat normal (SF = 1,2)

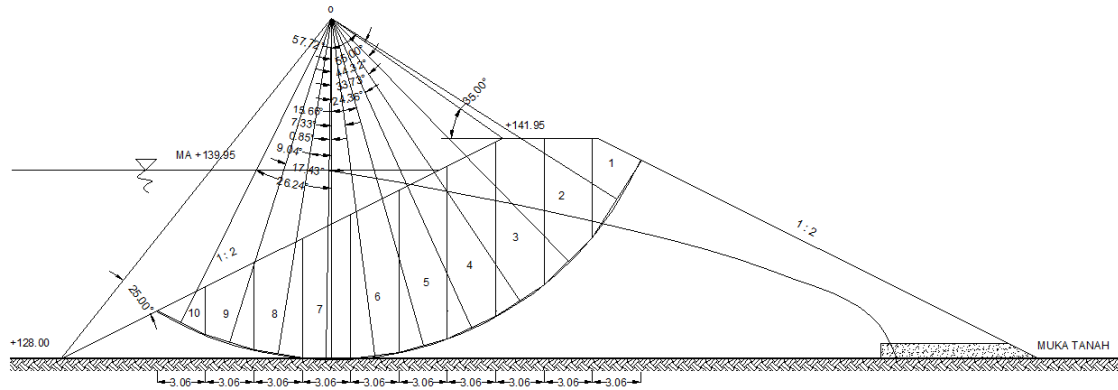
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - N_e) \tan \Phi]}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = 1,60 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 2,34 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.8 *Bidang Longsor Embung Kondisi Muka Air Banjir*

6.5.3 Stabilitas Tubuh Embung Muka Air Penuh (Setinggi Mercu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu adalah sebagai berikut ini:

$$A = 9,87 \text{ m}^2$$

$$\gamma_t = 1,640 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma_t \\ &= 9,87 \times 1,640 \\ &= 16,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 57,72^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 57,72^\circ = 0,85$$

$$\cos \alpha = \cos 57,72^\circ = 0,53$$

$$b = 3,06 \text{ m}$$

$$L = 5,77 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= W \times \sin \alpha \\ &= 16,19 \times \sin 57,72^\circ \\ &= 13,69 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= W \times \cos \alpha \\ &= 16,19 \times \cos 57,72^\circ \\ &= 8,64 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ne &= e \times T \\ &= 0,13 \times 13,69 \\ &= 1,74 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Te &= e \times N \\ &= 0,13 \times 8,64 \\ &= 1,10 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$U = 0 \text{ (pada urugan tanah tidak mengalami tekanan hidrostatik)}$$

$$\begin{aligned} C \times L &= 7,47 \times 5,77 \\ &= 43,10 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Tabel 6.6 Stabilitas tubuh embung kondisi muka air penuh

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T ($W \sin \alpha$)	N ($W \cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	9.87	1.64	16.19	57.72	0.85	0.53	3.06	5.77	13.69	8.64	1.74	1.10	7.47	43.10
2	19.72	1.64	32.34	55.00	0.82	0.57	3.06	4.27	32.94	23.07	4.18	2.93	7.47	31.90
	4.06	1.94	7.88											
3	18.12	1.64	29.72	44.32	0.70	0.72	3.06	3.67	38.55	39.47	4.90	5.01	7.47	27.41
	13.12	1.94	25.45											
4	6.42	1.64	10.53	33.73	0.56	0.83	3.06	5.18	35.10	52.58	4.46	6.68	7.47	38.69
	27.16	1.94	52.69											
5	7.49	1.64	12.28	24.36	0.41	0.91	3.06	3.17	24.94	55.09	3.17	7.00	7.47	23.68
	24.84	1.94	48.19											
6	1.54	1.64	2.53	15.66	0.27	0.96	3.06	3.08	17.79	63.47	4.11	14.65	7.47	23.01
	32.67	1.94	63.39											
7	29.43	1.94	57.10	7.33	0.13	0.99	3.06	3.06	7.28	56.63	1.68	13.07	7.47	22.86
8	23.11	1.94	44.83	-9.06	-0.16	0.99	3.06	3.14	-7.06	44.27	-1.63	10.22	7.47	23.46
9	15.18	1.94	29.46	-17.41	-0.30	0.95	3.06	3.20	-8.81	28.11	-2.03	6.49	7.47	23.90
10	5.48	1.94	10.63	-26.16	-0.44	0.90	3.06	3.41	-4.69	9.54	-1.08	2.20	7.47	25.47
Jumlah									149.74	380.86	19.49	69.35		283.49

(Sumber : perhitungan)

- Pada saat normal (SF = 1,2)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1,29 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1,89 > 1,5 \text{ (OK)}$$

6.5.4 Stabilitas Tubuh Embung Kondisi Dead Storage

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu adalah sebagai berikut ini:

$$A = 9,87 \text{ m}^2$$

$$\gamma_t = 1,640 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W &= A \times \gamma_t \\ &= 9,87 \times 1,640 \\ &= 16,2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 57,72^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 57,72^\circ = 0,85$$

$$\cos \alpha = \cos 57,72^\circ = 0,53$$

$$b = 3,06 \text{ m}$$

$$L = 5,77 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= W \times \sin \alpha \\ &= 16,19 \times \sin 57,72^\circ \\ &= 13,69 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= W \times \cos \alpha \\ &= 16,19 \times \cos 57,72^\circ \\ &= 8,64 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ne &= e \times T \\ &= 0,13 \times 13,69 \\ &= 1,74 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Te &= e \times N \\ &= 0,13 \times 8,64 \\ &= 1,10 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$U = 0 \text{ (pada urugan tanah tidak mengalami tekanan hidrostatik)}$$

$$\begin{aligned} C \times L &= 7,47 \times 5,77 \\ &= 43,10 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Tabel 6.7 Stabilitas tubuh embung kondisi dead storage

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	9.87	1.64	16.2	57.72	0.85	0.53	3.06	5.77	13.69	8.64	1.74	1.10	7.47	43.10
2	23.69	1.64	38.9	55.00	0.82	0.57	3.06	4.27	31.83	22.28	4.04	2.83	7.47	31.90
3	31.31	1.64	51.3	44.32	0.70	0.72	3.06	3.67	35.88	36.74	4.56	4.67	7.47	27.41
4	33.58	1.64	55.1	33.73	0.56	0.83	3.06	5.18	30.58	45.80	3.88	5.82	7.47	38.69
5	31.95	1.64	52.4	24.36	0.41	0.91	3.06	3.17	21.92	48.40	2.78	6.15	7.47	23.68
	0.38	1.94	0.7											
6	27.45	1.64	45.0	15.66	0.27	0.96	3.06	3.08	13.26	47.31	1.68	6.01	7.47	23.01
	2.12	1.94	4.1											
7	22.58	1.64	37.0	7.33	0.13	0.99	3.06	3.06	5.44	42.33	0.69	5.38	7.47	22.86
	2.91	1.94	5.6											
8	17.84	1.64	29.3	-0.85	-0.01	1.00	3.06	3.14	-0.95	64.19	-0.12	8.15	7.47	23.46
	18.01	1.94	34.9											
9	13.07	1.64	21.4	-17.43	-0.30	0.95	3.06	3.20	-6.42	20.45	-0.82	2.60	7.47	23.90
10	4.63	1.64	7.6	-26.24	-0.44	0.90	3.06	3.41	-3.36	6.81	-0.43	0.86	7.47	25.47
Jumlah									141.86	342.96	18.02	43.56		283.49

(Sumber : perhitungan)

- Pada saat normal (SF = 1,2)

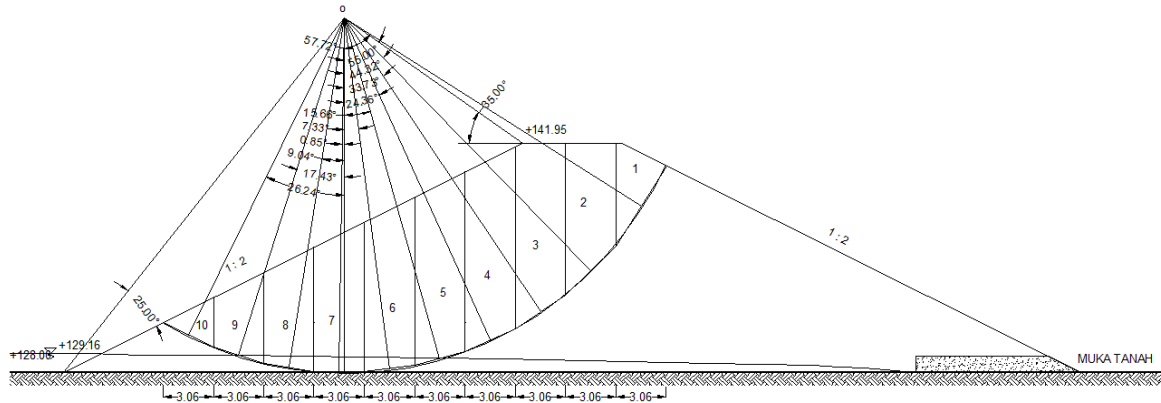
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + T_e)}$$

$$SF = 1,53 > 1,2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1,5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 2,00 > 1,5 \text{ (OK)}$$



Gambar 6.10 Bidang Longsor Embung Kondisi Muka Air Setinggi Dead Storage

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, Ven Te. 1989. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga
- Das, B. M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. *Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jakarta: Erlangga
- Ditjen, Cipta Karya. 1998. *Petunjuk Teknis Perencanaan, Pelaksanaan, Pengawasan, Pembangunan dan Pengelolaan Sistem Penyediaan Air Bersih Perdesaan*. Jakarta: Departemen PU
- Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. *Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama*. PU
- PT. Daya Cipta Dian Rancana. 2012. *SID Embung di Kabupaten Kediri*. Surabaya : Balai Besar Wilayah Sungai Brantas.
- Soedibyo. 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1*. Bandung: NOVA
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2*. Bandung: NOVA
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII KESIMPULAN

1. Total kebutuhan air penduduk desa Tarokan pada tahun 2038 adalah sebesar 1778,28 m³/hari.
2. Berdasarkan perhitungan, debit andalan 80% adalah sebesar 13,89 m³/detik/hari.
3. Jumlah total kapasitas embung adalah sebesar 301388,72 m³.
4. Berdasarkan hasil perhitungan, maka didapatkan:
Dimensi Tubuh bendungan :

- Tipe bendungan = Bendungan tipe urugan
- Lebar puncak bendungan = 6.00 m
- Tinggi puncak bendungan = 13.95 m
- Elevasi puncak bendungan = + 138.90
- Kemiringan lereng hulu = 1 : 2
- Kemiringan lereng hilir = 1 : 2


Dimensi *Spillway* :

- Tipe mercu = Ogee I (hulutegak)
 - Lebar pelimpah = 10.00 m
 - Panjang sal. Transisi = 5.00 m
 - Panjang sal. Peluncur lurus = 15.00 m
 - Panjang sal. Peluncur terompet = 16.00 m
 - Panjang kolam olak = 4.00 m
 - Tipe kolam olak = USBR Tipe III
5. Jumlah endapan lumpur (erosi permukaan) yang terjadi pada embung diperkirakan sebesar 1665 m³ pada elevasi +129,16.
 6. Stabilitas desain tubuh bendungan dalam kondisi aman baik saat muka air *Dead Storage*, muka air normal maupun saat muka air banjir dengan angka keamanan

yang didapat adalah > 1.2 untuk kondisi normal dan > 1.5 untuk kondisi gempa.


7. Stabilitas bangunan pelimpah (spillway) dalam kondisi aman baik saat muka air setinggi mercu pelimpah maupun muka air banjir dengan angka keamanan yang didapat adalah > 1.2 .

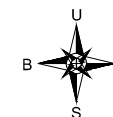
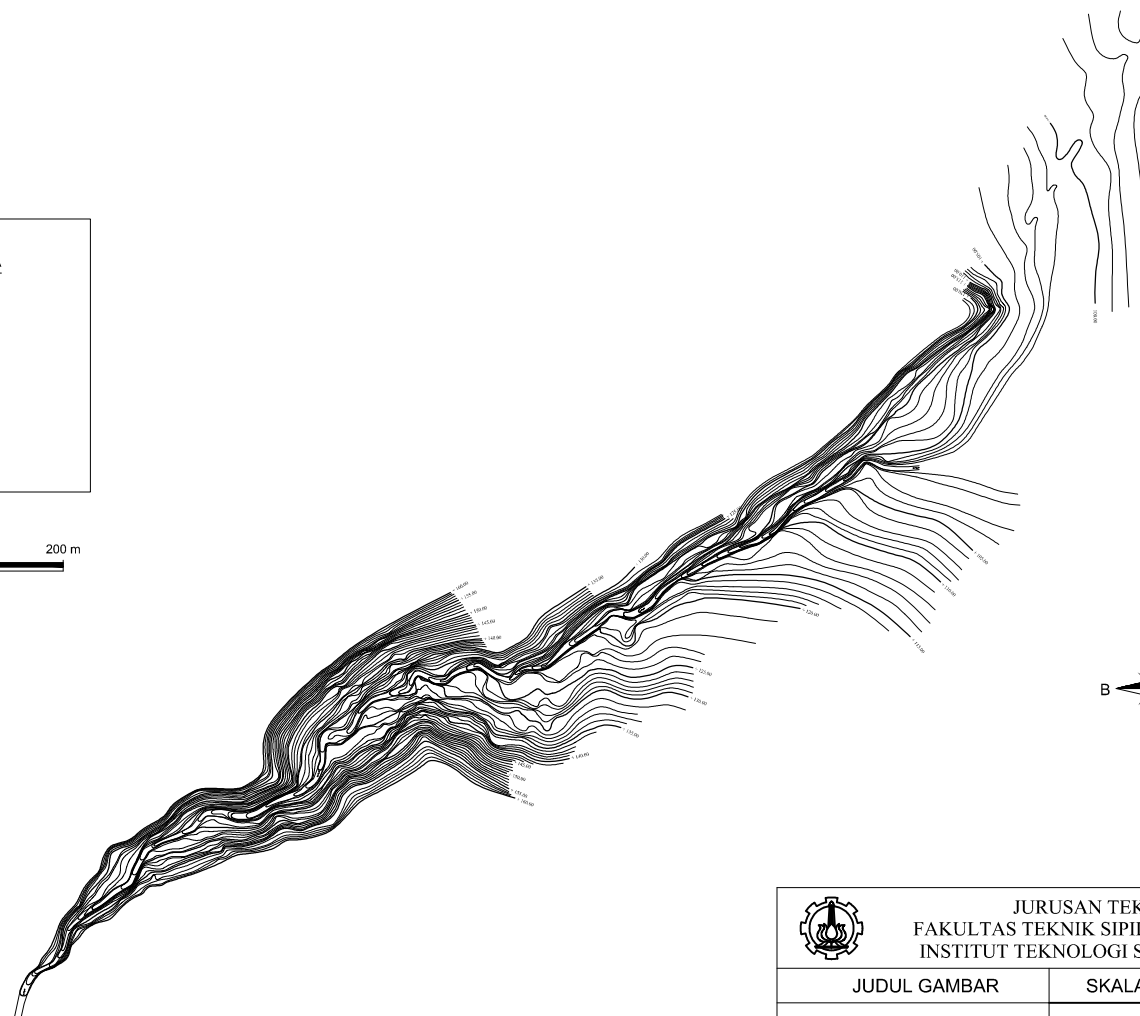
LEGENDA

 Garis Kontur

 Sungai/alur

 Arah Aliran

SKALA : 



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
KONDISI TOPOGRAFI	1 : 1000	AVISHA GITA PRAFITASIWI NRP. 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I	DOSEN PEMBIMBING II	
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc	Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT	

LEGENDA

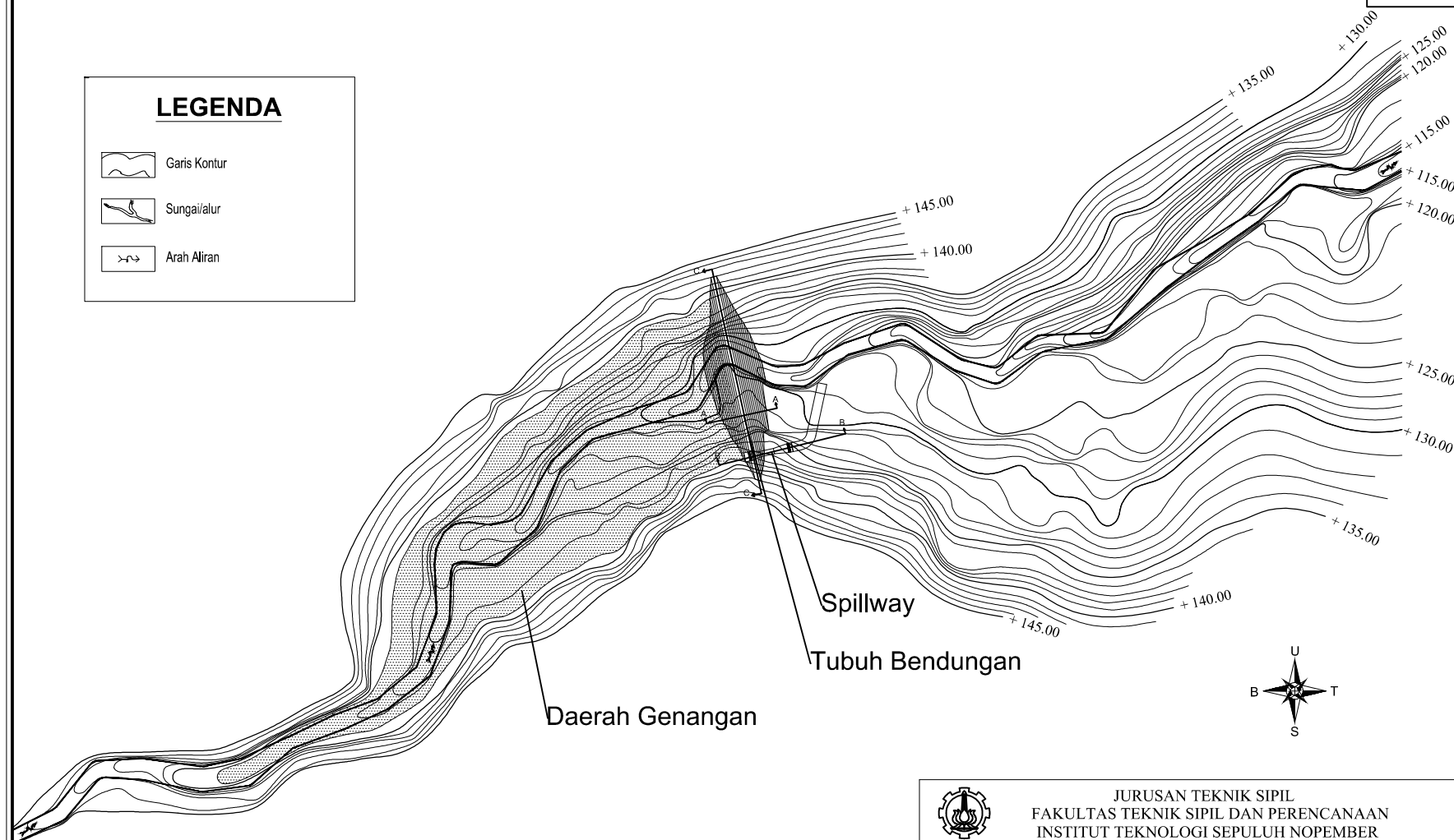
Garis Kontur



Sungai/alur

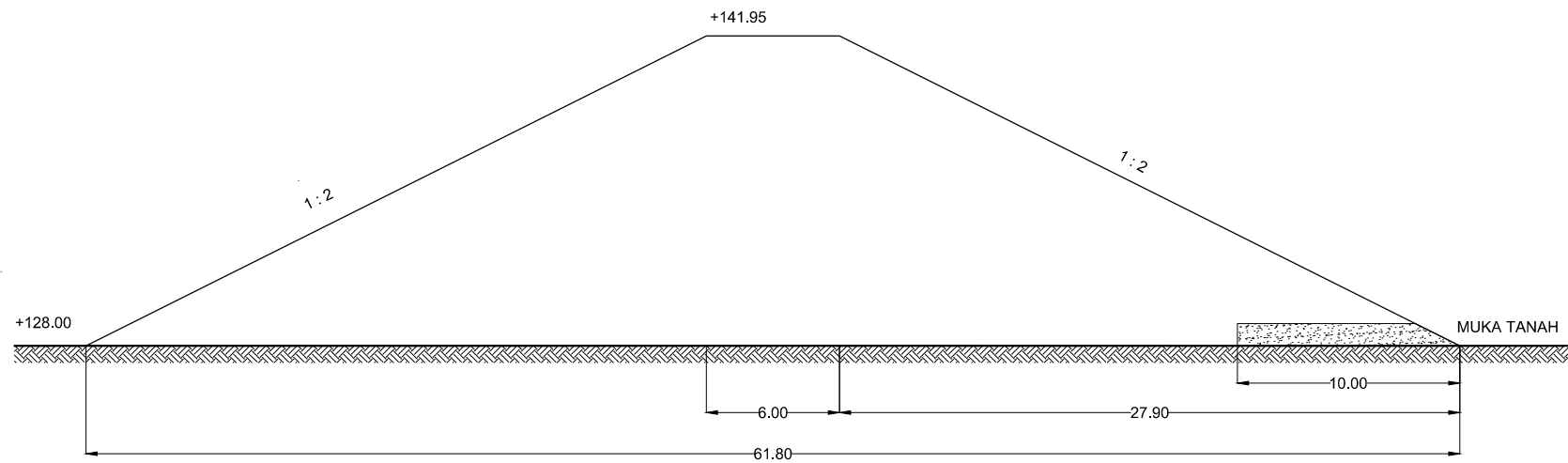


Arah Aliran



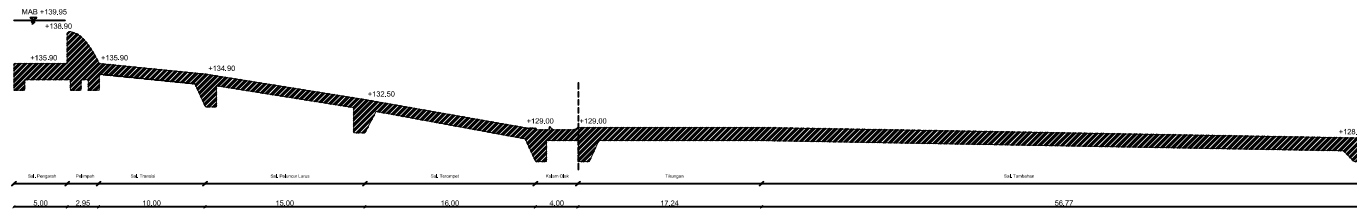
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
DENAH EMBUNG GUWOREJO	1 : 500	AVISHA GITA PRAFITASIWI NRP. 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc		Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT



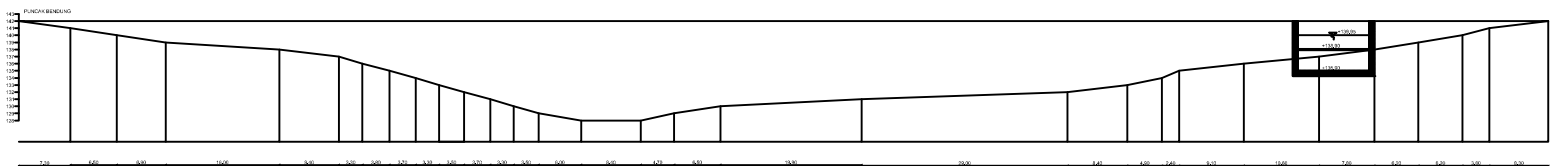
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA
POTONGAN A-A	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I	DOSEN PEMBIMBING II	
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc	Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT	



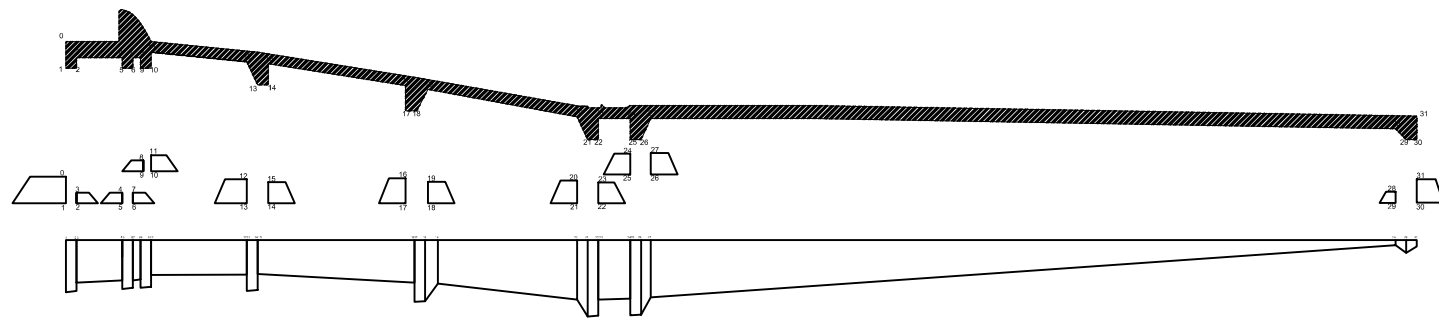
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA
POTONGAN B-B	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I	DOSEN PEMBIMBING II	
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc	Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT	



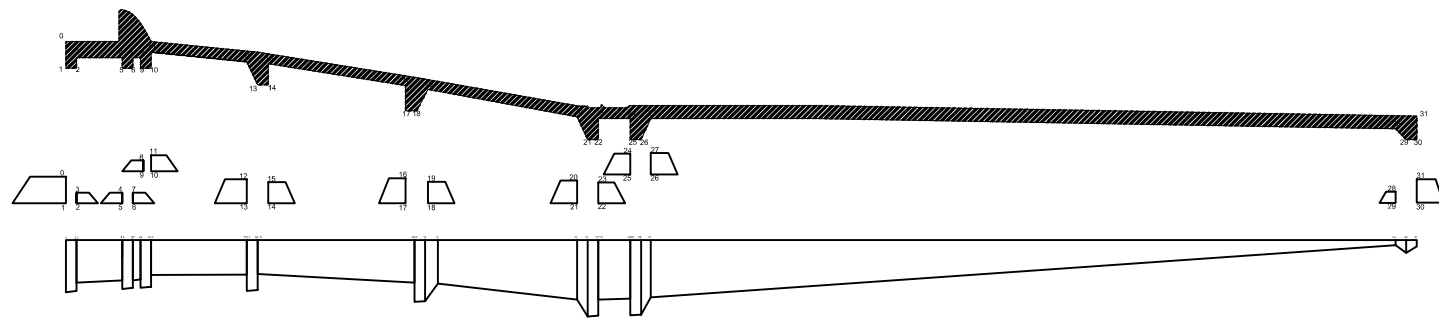
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA
POTONGAN C-C	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc		Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT



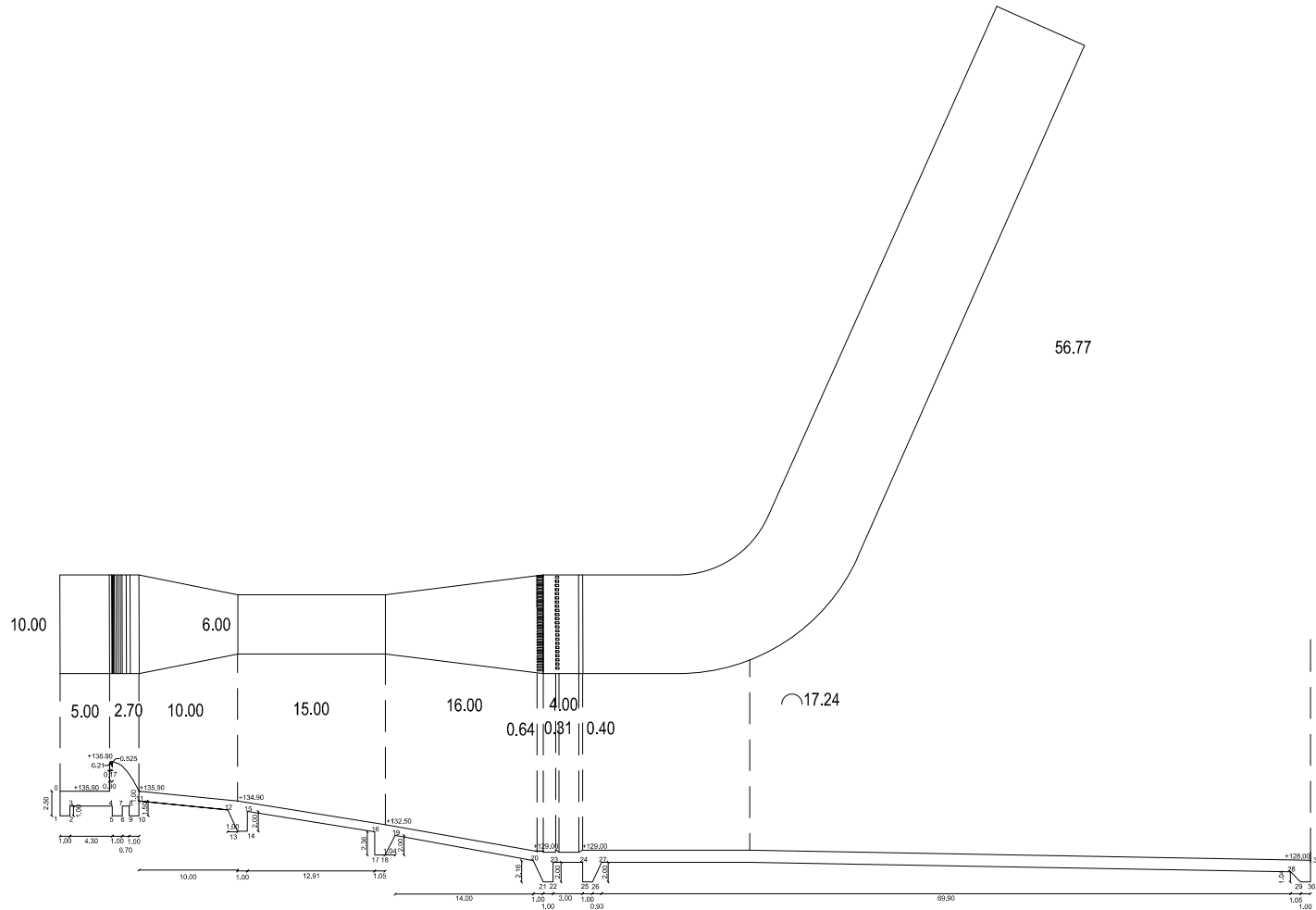
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA
GAYA UPLIFT PREESURE KONDISI AIR NORMAL	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I	DOSEN PEMBIMBING II	
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc	Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA	NAMA MAHASISWA
GAYA UPLIFT PREESURE KONDISI AIR BANJIR	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I	DOSEN PEMBIMBING II	
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc	Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL GAMBAR	SKALA	MAHASISWA
DETAIL SPILLWAY	1 : 300	AVISHA GITA PRAFITASIWI NRP. 3111100033
DOSEN PEMBIMBING I		DOSEN PEMBIMBING II
Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc		Ir. ABDULLAH HIDAYAT SA, MT